

ESTUDO COMPARATIVO ENVOLVENDO O DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIOS COM RECURSO A BETÃO LEVE OU BETÃO DE DENSIDADE NORMAL

NUNO EMANUEL ANTUNES FARIAS

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Carvalho Marques de Faria

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha Família

A dúvida é o princípio do saber

Aristóteles

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de expressar o meu sincero e profundo agradecimento ao meu orientador científico, o Professor Rui Faria, pela forma amável e sempre disponível com que acompanhou o meu trabalho e pela crucial ajuda na resolução de alguns problemas com que me deparei ao longo do mesmo. Não posso deixar de referenciar o privilégio que foi trabalhar sob a orientação de alguém de tão elevada categoria, não só profissional, mas também humana.

Agradeço ao Eng^o Carlos Reis a prontidão na disponibilização de informação técnica muito útil para a elaboração desta dissertação.

Pretendo agradecer de uma forma muito especial à minha família, principalmente aos meus pais e irmão pela ajuda, paciência e pela forma como sempre me apoiaram em todas as fases, boas e más, ajudando-me inúmeras vezes a ultrapassar as consecutivas dificuldades no decorrer de todo o meu percurso académico.

Um agradecimento a todos os colegas e professores que de uma forma ou de outra contribuíram para a realização deste trabalho. Destaco o espírito de grupo e ajuda mútua entre os colegas João Semedo, Pedro Minga, Joel Malveiro e Rui Neiva que se proporcionou ao longo do período de realização deste trabalho.

Finalmente a todos os meus amigos que me acompanharam ao longo deste percurso, e que de alguma forma contribuíram para a concretização deste trabalho, os meus sinceros agradecimentos.

RESUMO

As primeiras aplicações do betão leve como elemento estrutural remontam aos tempos dos Romanos. Apesar de na actualidade este material ser já bastante utilizado em diversos países, encontrando-se mesmo difundido a nível mundial, em Portugal a sua aplicação ainda se encontra numa fase primitiva. De entre as inúmeras vantagens que este tipo de betão apresenta, salienta-se a sua reduzida massa volúmica e as suas excelentes características térmicas e acústicas, associadas a um excelente comportamento ao fogo.

Após uma descrição da evolução histórica do betão leve na humanidade, e da exposição das suas aplicações estruturais a nível mundial, apresentam-se detalhadamente as obras portuguesas onde o betão leve foi utilizado como elemento estrutural. São também enunciados alguns tipos de agregados leves utilizados no fabrico de betão leve estrutural. Depois de detalhadas as propriedades mecânicas deste material, apresentam-se as principais prescrições regulamentares referidas na EN 1992-1-1.

Como um dos principais objectivos desta dissertação, apresenta-se uma análise comparativa envolvendo o dimensionamento de lajes armadas numa direcção e em cruz, com recurso a betão leve e a betão de massa volúmica normal. Em elementos onde grande percentagem das cargas coincide com o peso próprio, como são o caso das lajes, avaliam-se as vantagens e inconvenientes do emprego de um betão com massa volúmica inferior ao betão convencional.

Em complemento ao acima enunciado, foi elaborado um estudo comparativo envolvendo o dimensionamento de um edifício recorrendo também aos dois tipos de betão. O objectivo primordial deste trabalho centrou-se na avaliação dos esforços do edifício quando este era confrontado com uma acção sísmica, analisando-se as principais diferenças pelo facto de se reduzir a massa do mesmo.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas, betão armado, betão estrutural de agregados leves, dimensionamento estrutural, análise sísmica, Eurocódigos

ABSTRACT

The first employments of lightweight concrete in structural elements date back to the Roman times. In spite of the fact that nowadays this material is widely used in many countries, and worldwide spread, in Portugal its employment still remains in a primitive phase. Among the uncountable advantages of that this type of concrete presents, one can point out its reduced density and its excellent thermal and sound insulation, associated to an excellent behaviour under fire.

After a description of the historical evolution of the lightweight concrete in humanity and of the exposition of its structural employment worldwide, there is a presentation, in detail, of the Portuguese constructions where the lightweight concrete was used. There is also an enumeration of some types of light aggregate, which are used in the production of structural lightweight concrete. After a detailed description of the mechanical properties of this material, the main prescribed regulations referred in EN 1992-1-1 are presented.

As one of the main objectives of this dissertation, it's presented a benchmarking which involves the design thickness of slabs working in one or two directions, by using lightweight concrete and normal density concrete. In elements where a great percentage of the charges coincide with the own weight, as it is the case of the slabs, one evaluates the advantages and disadvantages of employing a concrete with inferior density to that of the traditional concrete.

As a complement to what has been referred before, a comparative study involving the design of a building with recourse to both types of concrete was made. The primary objective of this work was centred in the evaluation of the building internal forces when facing an earthquake by analysing the main differences induced by the fact of diminishing concrete density.

KEYWORDS: structures, reinforced concrete, structural concrete of lightweight aggregate, structural design, seismic analysis, Eurocodes

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVOS\MOTIVAÇÃO	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO	3
2. BETÃO LEVE	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. DEFINIÇÃO	5
2.3. EVOLUÇÃO HISTÓRICA	5
2.4. RECENTES APLICAÇÕES ESTRUTURAIS	6
2.4.1. PLATAFORMAS OFFSHORE	7
2.4.2. PONTES	8
2.4.3. EDIFÍCIOS	10
2.4.4. ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS	11
2.5. AGREGADOS LEVES	12
2.5.1. AGREGADOS NATURAIS	13
2.5.1.1. Pedra-pomes	13
2.5.1.2. Escórias vulcânicas	13
2.5.2. AGREGADOS PRODUZIDOS ARTIFICIALMENTE	13
2.5.2.1. Argila expandida	14
2.5.2.2. Xisto expandido	14
2.5.2.3. Escória de alto-forno expandida	15
2.5.2.4. Cinzas volantes sinterizadas	15
2.6. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM BETÃO LEVE ESTRUTURAL	15
2.6.1. INTRODUÇÃO	15
2.6.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS	15
2.6.2.1. Peso volúmico e resistência à compressão	15

2.6.2.2. Resistência à tracção	16
2.6.2.3. Módulo de elasticidade	17
2.6.2.4. Retracção	17
2.6.2.5. Fluência	18
2.6.2.6. Condutibilidade térmica	18
2.6.2.7. Resistência ao fogo	18
2.6.3. PRESCRIÇÕES REGULAMENTARES	19
2.6.3.1. Introdução e campo de aplicação.....	19
2.6.3.2. Símbolos específicos.....	20
2.6.3.3. PROPRIEDADES DO MATERIAL	20
2.6.3.3.1. Betão leve	21
2.6.3.3.2. Deformação elástica.....	22
2.6.3.3.3. Fluência e Retracção.....	22
2.6.3.3.4. Relações tensões - extensões para análise não estrutural	23
2.6.3.3.5. Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão e à tracção	24
2.6.3.3.6. Relações tensões – extensões para o cálculo de secções.....	24
2.6.3.3.7. Betão cintado.....	25
2.6.3.4. Durabilidade e recobrimento das armaduras	26
2.6.3.5. Análise estrutural	26
2.6.3.6. Estados limites últimos	26
2.6.3.6.1. Elementos que não necessitam de armaduras de esforço transversal	26
2.6.3.6.2. Elementos que necessitam de armaduras de esforço transversal	27
2.6.3.6.3. Torção.....	27
2.6.3.6.4. Punçoamento.....	28
2.6.3.6.5. Áreas sujeitas a forças concentradas	28
2.6.3.6.6. Fadiga.....	29
2.6.3.7. Estados limites de utilização	29
2.6.3.8. Disposições relativas a armaduras.....	29
2.6.3.8.1. Diâmetros admissíveis dos mandris para varões dobrados	29
2.6.3.8.2. Tensão de rotura da aderência	30
2.6.3.9. Disposições construtivas e regras particulares	30

3. ESTUDO COMPARATIVO DE LAJES EXECUTADAS COM BETÃO LEVE OU BETÃO NORMAL	31
3.1. INTRODUÇÃO	31
3.2. LAJES DE BETÃO ARMADO	31
3.3. ASPECTOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO	32
3.3.1. MATERIAIS	32
3.3.1.1. Aço	32
3.3.1.2. Betão de densidade normal	32
3.3.1.3. Betão leve	33
3.3.2. ACÇÕES E COMBINAÇÕES	33
3.3.3. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	34
3.4. DIMENSIONAMENTO DE LAJES ARMADAS NUMA DIRECÇÃO	36
3.4.1. RESULTADOS	36
3.4.1.1. Pavimento com sobrecarga de 3 kN/m ²	36
3.4.1.2. Pavimento com sobrecarga de 5 kN/m ²	39
3.4.2. CONCLUSÕES	42
3.5. DIMENSIONAMENTO DE LAJES ARMADAS EM CRUZ	43
3.5.1. RESULTADOS	43
3.5.1.1. Pavimento com sobrecarga de 3 kN/m ²	43
3.5.1.2. Pavimento com sobrecarga de 5 kN/m ²	46
3.5.2. CONCLUSÕES	49
 4. ANÁLISE SÍSMICA E DIMENSIONAMENTO SUMÁRIO DE UM EDIFÍCIO EXECUTADO COM BETÃO LEVE E BETÃO NORMAL	 51
4.1. INTRODUÇÃO	51
4.2. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO	52
4.3. ACÇÃO SÍSMICA	54
4.3.1. TIPOS DE TERRENO	54
4.3.2. ZONAMENTO SÍSMICO DO TERRITÓRIO	55
4.3.3. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA	56
4.3.3.1. Espectro de resposta horizontal	56
4.3.3.2. Coeficiente de comportamento	61
4.4. CASO DE ESTUDO	62

4.4.1. OBJECTIVOS	62
4.4.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	62
4.4.2.1. Características do edifício	62
4.4.2.2. Materiais	67
4.4.2.3. Acções	67
4.4.2.3.1. Cargas permanentes	68
4.4.2.3.2. Sobrecargas	68
4.4.2.4. Combinações de acções	68
4.4.2.5. Definição da acção sísmica.....	68
4.4.2.5.1. Tipo de solo e zonamento sísmico.....	68
4.4.2.5.2. Espectro de resposta elástico	69
4.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS	70
4.5.1. EDIFÍCIO REALIZADO EM BETÃO NORMAL	70
4.5.1.1. Lajes	70
4.5.1.2. Direcção y.....	71
4.5.1.3. Direcção x.....	74
4.5.2. EDIFÍCIO REALIZADO EM BETÃO LEVE	76
4.5.2.1. Lajes	76
4.5.2.2. Direcção y.....	77
4.5.2.3. Direcção x.....	80
4.6. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	82
4.6.1. ESFORÇOS NOS ELEMENTOS	82
4.6.2. DISTRIBUIÇÃO DO CORTE BASAL.....	83
4.6.3. VOLUME DE BETÃO	84
4.6.4. ÁREA DE AÇO	85
4.6.5. ANÁLISE ECONÓMICA	86
 5. CONCLUSÃO	 87
5.1. CONCLUSÕES GERAIS.....	87
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	88
BIBLIOGRAFIA.....	91

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 - Panteão de Roma	6
Fig. 2 - Cúpula do Panteão	6
Fig. 3 - Lançamento do U.S.S. Selma.....	6
Fig. 4 – Plataforma Hibernia.....	7
Fig. 5 – Ponte Bergsoysund	9
Fig. 6 – Ponte Nordhorland	9
Fig. 7 – Ponte Stolma.....	9
Fig. 8 – Viaduto da Ramalho Ortigão.....	10
Fig. 9 – Betonagem da ponte de Fão [6].....	10
Fig. 10 – Torre Picasso	10
Fig. 11 – Museu Guggenheim	10
Fig. 12 – “A Pala do Siza”	11
Fig. 13 – Estádio de Newcastle [11].....	12
Fig. 14 – Produção de argila expandida	14
Fig. 15 – Relações típicas entre resistência à compressão e massa volúmica.....	16
Fig. 16 – Evolução do coeficiente para a determinação da resistência à tracção	21
Fig. 17 – Evolução do factor de conversão do módulo de elasticidade.....	22
Fig. 18 – Representação esquemática da relação tensões – extensões para a análise estrutural [3]	23
Fig. 19 – Diagrama parábola – rectângulo para o betão à compressão [3].....	24
Fig. 20 – Diagrama bilinear de tensões – extensões [3].....	25
Fig. 21 – Relação tensão – extensões para betão cintado [3].....	25
Fig. 22 – Valor básico da rotação admissível de secções de betão armado para armaduras das Classes B e C [3].....	26
Fig. 23 – Distribuição de tensões para áreas sujeitas a forças concentradas [3].....	29
Fig. 24 – Resistência à tracção e módulo de elasticidade do betão leve LC20/22	33
Fig. 25 – Espessura das lajes	36
Fig. 26 – Peso próprio	37
Fig. 27 – Área de aço	37
Fig. 28 – Custo de betão	38
Fig. 29 – Custo de aço	38
Fig. 30 – Custo total	39
Fig. 31 – Espessura das lajes	39
Fig. 32 – Peso próprio	40
Fig. 33 – Área de aço	40
Fig. 34 – Custo de betão	41
Fig. 35 – Custo de aço	41
Fig. 36 – Custo total	41
Fig. 37 – Variação do momento reduzido	42
Fig. 38 – Espessura das lajes	43
Fig. 39 – Peso próprio	44
Fig. 40 – Área de aço	44
Fig. 41 – Custo de betão	45
Fig. 42 – Custo de aço	45
Fig. 43 – Custo total	46
Fig. 44 – Espessura das lajes	46
Fig. 45 – Peso próprio	47

Fig. 46 – Área de aço	47
Fig. 47 – Custo de betão	48
Fig. 48 – Custo de aço.....	48
Fig. 49 – Custo total.....	48
Fig. 50 - Variação do momento reduzido	49
Fig. 51 – Zonamento sísmico da EN 1998-1 para o cenário de sismo afastado (à esquerda) e sismo próximo (à direita) (adaptado de [26])	56
Fig. 52 – Espectro de resposta elástico de aceleração horizontal (aspecto geral) [27].....	57
Fig. 53 – Espectro de resposta Tipo I – Afastado	58
Fig. 54 – Espectro de resposta Tipo II - Próximo	58
Fig. 55 – Espectro de resposta para a acção sísmica tipo I.....	60
Fig. 56 – Espectro de resposta para a acção sísmica tipo II.....	60
Fig. 57 - Planta do edifício [30].....	63
Fig. 58 - Corte B-B [30]	64
Fig. 59 - Corte C-C [30]	65
Fig. 60 - Esquema da planta do edifício (dimensões em metros).....	66
Fig. 61 – Esquema da modelação - direcção y	66
Fig. 62 – Esquema da modelação – direcção x	66
Fig. 63 – Espectros de resposta elásticos.....	69
Fig. 64 – Espectro de reposta elástico – SAP2000.....	70
Fig. 65 – Dimensões [m] dos núcleos de rigidez (elevador à esquerda e escada à direita).....	72
Fig. 66 – Modelo de cálculo da caixa de elevadores	73
Fig. 67 – Modelo de cálculo da caixa de escadas.....	73
Fig. 68 - Disposição de armaduras - Caixa de escada	74
Fig. 69 – Disposição de armaduras – Caixa de elevadores.....	74
Fig. 70 – Modelo de cálculo da caixa de elevadores	76
Fig. 71 – Modelo de cálculo da caixa de escadas.....	76
Fig. 72 - Dimensões [m] dos núcleos de rigidez (elevador à esquerda e escada à direita)	78
Fig. 73 – Modelo de cálculo da caixa de elevadores	79
Fig. 74 – Modelo de cálculo da caixa de escadas.....	79
Fig. 75 . Disposição de armaduras - Caixa de escadas.....	80
Fig. 76 - Disposição de armaduras - Caixa de elevadores	80
Fig. 77 – Modelo de cálculo da caixa de elevadores	82
Fig. 78 - Modelo de cálculo da caixa de escadas	82

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 1 - Classes de resistência do betão normal	19
Quadro 2 - Classes de resistência do betão leve	20
Quadro 3 – Classes de massa volúmica e correspondentes valores de cálculo do betão leve	21
Quadro 4 – Valores de η_1	21
Quadro 5 – Valores de η_E	22
Quadro 6 – Valores de $v_{l,min}$ para valores dados de d e de f_{ck}	27
Quadro 7 – Coeficientes de redução da relação vão/altura útil	29
Quadro 8 – Aço S500	32
Quadro 9 – Betão C20/25	32
Quadro 10 – Características dos betões leves	33
Quadro 11 – Valores adoptados para a carga permanente e sobrecargas	34
Quadro 12 – Valores básicos de relação vão/altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão [3]	35
Quadro 13 – Partes do EC8	51
Quadro 14 – Secções da Parte 1 do EC8	52
Quadro 15 – Classes de importância de edifícios	53
Quadro 16 – Coeficientes de importância, γ_1	53
Quadro 17 – Tipos de solos	54
Quadro 18 - Acelerações de projecto em racha	55
Quadro 19 – Parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos Tipo I e II	58
Quadro 20 – Grandezas propostas para a acção sísmica tipo I	59
Quadro 21 – Grandezas propostas para a acção sísmica tipo II	59
Quadro 22 – Valores de q_0 para edifícios regulares em altura	61
Quadro 23 – Características dos materiais	67
Quadro 24 – Restantes cargas permanentes	68
Quadro 25 - Sobrecargas	68
Quadro 26 – Valores para espectro de resposta Tipo II	69
Quadro 27 – Valores para espectro de resposta Tipo I	69
Quadro 28 - Espessura das lajes	71
Quadro 29 – Períodos e frequências e vibração (direcção y)	71
Quadro 30 - Factores de participação de massa por modo de vibração (direcção y)	71
Quadro 31 - Distribuição do corte basal	72
Quadro 32 - Propriedades geométricas dos núcleos de rigidez	72
Quadro 33 – Secções (pilares e vigas)	73
Quadro 34 – Armaduras calculadas	73
Quadro 35 – Períodos e frequências (direcção x)	75
Quadro 36 - Factores de participação de massa por modo de vibração (direcção x)	75
Quadro 37 - Distribuição do corte basal	75
Quadro 38 – Secções (pilares e vigas)	75
Quadro 39 - Armaduras de esforço transversal	76
Quadro 40 - Espessura das lajes	76
Quadro 41 – Períodos e frequências de vibração (direcção y)	77
Quadro 42 – Factores de participação de massa por modo de vibração (direcção y)	77
Quadro 43 – Distribuição do corte basal	77
Quadro 44 – Propriedades geométricas dos núcleos de rigidez	78
Quadro 45 – Secções (pilares e vigas)	78

Quadro 46 - Armaduras calculadas.....	79
Quadro 47 - Períodos e frequências de vibração (direcção x).....	80
Quadro 48 - Factores de participação modal por modo de vibração (direcção x)	81
Quadro 49 – Distribuição do corte basal	81
Quadro 50 - Secções.....	81
Quadro 51 - Esforços nos núcleos de rigidez – direcção y	82
Quadro 52 - Esforços nos núcleos de rigidez – direcção x	83
Quadro 53 – Distribuição do corte basal – direcção y.....	83
Quadro 54 - Distribuição do corte basal - direcção x	83
Quadro 55 – Secções dos elementos estruturais – direcção y	84
Quadro 56 - Secções dos elementos estruturais - direcção x.....	84
Quadro 57 - Áreas de aço calculadas - direcção y	85
Quadro 58 – Áreas de aço calculadas - direcção x.....	85
Quadro 59 - Custos de aço e betão	86

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A_{sw} – Área da secção das armaduras de esforço transverso

E_s – Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado

E_{cm} – Módulo de elasticidade secante do betão

b_w – largura da alma de vigas em T, I ou L

d – diâmetro

f_c – tensão de rotura do betão à compressão

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

f_{cm} – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ctk} – valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples

f_{bd} – valor de cálculo da tensão de rotura de aderência

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado

q – coeficiente de comportamento

z – braço do binário das forças interiores

γ_c – coeficiente parcial relativo ao betão

γ_s – coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão armado ou pré-esforçado

γ_G – coeficiente parcial relativo às acções permanentes, G

γ_Q – coeficiente parcial relativo às acções variáveis, Q

ϵ_{c1} – extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c

ϵ_{cu} – extensão última do betão à compressão

θ – ângulo

μ - momento reduzido

ρ_l – taxa de armaduras longitudinais

ρ_w – taxa de armaduras de esforço transverso

σ_c – tensão de compressão do betão

BAC – betão auto-compactável

LECA – light expanded clay aggregate

BEAL – betão estrutural de agregados leves

BN – Betão de densidade normal

EC0 – Eurocódigo 0

EC1 – Eurocódigo 1

EC2 – Eurocódigo 2

EC8 – Eurocódigo 8

REBAP – Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado

RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

fib – fédération internationale du béton

LC – Lightweight Concrete

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Correntemente o betão é conhecido como um material que resulta da mistura proporcionada de um ligante cimentício com agregados e água.

Com a sua utilização completamente difundida, o betão é utilizado em larga escala na construção, sendo encarado como um produto privilegiado neste sector. Este material conta já com três séculos de aplicação na construção das nossas estruturas.

Durante o século passado, devido aos progressos verificados no betão armado e no betão armado pré-esforçado (patente registada por Freyssinet em 1928), este deixou de ser encarado como um material com pouca eficiência e tecnicamente restritivo para as construções. Com o progresso e a modernização das sociedades verificou-se um aumento das exigências técnicas colocadas às estruturas. Deste modo houve a necessidade de aprofundar exaustivamente o conhecimento comportamental do betão armado, visando tirar o máximo partido não só das suas capacidades estruturais, mas também das suas potencialidades isolantes (térmicas e acústicas) e arquitectónicas. Contudo, a proliferação das exigências estruturais, principalmente nos países mais desenvolvidos, suscitou um melhoramento do comportamento do betão a aplicar.

Foi para dar resposta a esta evolução da construção e à proliferação das exigências estruturais que surgiram outros tipos de betões – os betões de elevado desempenho. Essencialmente este tipo de betões procura melhorar e potenciar o comportamento do betão dito convencional, através da substituição dos seus componentes (por exemplo os agregados) e/ou adição de novos materiais (por exemplo adição de superplastificantes) e alteração da relação água – cimento. O aumento de compacidade e impermeabilidade conseguidos com a alteração dos constituintes do betão, são também vantagens inquestionáveis deste material. Surgem assim os três novos produtos mais comumente aplicados na construção:

- Betão de alta resistência
- Betão auto-compactável
- Betão leve

Numa breve referência aos dois primeiros betões, o betão de alta resistência caracteriza-se como um material cujos valores de resistência à compressão são largamente superiores aos conseguidos com o betão convencional (embora já seja possível obter betões com resistências à compressão superiores a 100 MPa, os betões que habitualmente são empregues nas construções não ultrapassam os 80 MPa de resistência). Associado ao aumento de resistência, estes betões apresentam também melhores trabalhabilidade e aderência e um superior módulo de elasticidade.

A adição de adjuvantes superplastificantes permite uma significativa redução da relação água/cimento. É devido a esta redução de água necessária na amassadura que se conseguem obter elevadas resistências à compressão. A eficiência destes betões reflecte-se directamente na diminuição das secções transversais e do número de elementos estruturais, nomeadamente nos pilares dos pisos inferiores dos edifícios de grande altura. Foi sobretudo a proliferação deste tipo de edifícios que proporcionou a aplicação e a vulgarização dos betões de alta resistência.

O betão auto-compactável (BAC) é um material homogéneo que se consolida exclusivamente devido ao seu próprio peso, sem segregação, preenchendo todos os espaços da cofragem, envolvendo todas as armaduras mesmo nas zonas densamente armadas e expulsando as bolhas de ar que possam ser formadas aquando da betonagem. Este tipo de betão oferece um conjunto de vantagens face ao betão corrente, e que se podem dividir em dois grupos. No estado fresco o BAC apresenta elevada trabalhabilidade e fluidez com facilidade de colocação (sem vibração), maior homogeneidade, acabamento de elevada qualidade, redução do custo de aplicação, maior flexibilidade na execução de cofragens devido à facilidade de ocupação de espaços apertados e eliminação do ruído e vibrações, com consequente melhoria ao nível da optimização da mão-de-obra. No estado endurecido este betão apresenta uma maior compacidade, e consequentemente menor volume de vazios, devido ao aumento de finos e à redução de água na sua composição, que se traduz numa maior resistência, menor retracção devido ao menor teor em água e maior durabilidade, pois é menos permeável e mais resistente à carbonatação e à penetração de cloretos, fruto da menor porosidade da massa. Trata-se portanto de um betão que apresenta elevada facilidade e rapidez de betonagem, permitindo deste modo um acabamento mais perfeito e rápido das estruturas [1 e 2].

Originador deste trabalho, o betão leve apresenta-se como material cujas primeiras utilizações remontam aos tempos dos Romanos. No entanto, o seu desenvolvimento tecnológico durante o século XX permitiu uma melhoria do seu desempenho, e possibilitou a construção de certas estruturas em que é essencial a redução do peso próprio. Assim, a sua aplicação em estruturas tão exigentes como plataformas petrolíferas off-shore, pontes, edifícios de grande altura, estruturas pré-fabricadas e reabilitação de estruturas, foi fundamental para a concretização das mesmas. O reduzido peso próprio, os excelentes desempenhos como isolamento térmico e acústico, a boa resistência ao fogo e a notável durabilidade destes betões traduzem o enorme potencial que este material exhibe na concepção de estruturas. Para se obter o máximo rendimento deste material, a sua utilização é especialmente recomendada em estruturas ou elementos onde o peso próprio constitua uma grande percentagem da carga a suportar, visto que a característica mais evidente deste material é o seu reduzido peso próprio.

A designação “betão leve” é geralmente utilizada para definir betões de estrutura porosa com massa volúmica inferior à dos betões correntes. Incluem-se nesta definição os betões de agregados leves naturais ou artificiais, os betões autoclavados, e os betões porosos (também designados por betões sem finos).

O presente trabalho está direccionado para o dimensionamento de estruturas de betão armado, utilizando betão leve. Deste modo, e uma vez que a regulamentação existente (em particular o Capítulo 11 da EN 1992-1-1, vulgarmente conhecida por EC2 [3]) apenas se aplica a betões de estrutura fechada, constituídos por agregados leves minerais (naturais ou artificiais), será apenas abordado o dimensionamento de estruturas com recurso a betões de agregados leves.

Provavelmente devido ao facto de a actual regulamentação portuguesa para o dimensionamento de estruturas de betão armado (REBAP [4]) não abordar a aplicação deste tipo de material, em Portugal o seu emprego ainda se encontra numa fase embrionária, apesar de ser um material já com larga aplicação em alguns países europeus. A Pala do Pavilhão de Portugal construído para a EXPO'98, e a

reabilitação em 2006 do Viaduto da Rua Ramalho Ortigão em Lisboa (projecto da autoria do Professor Edgar Cardoso, concluído em Agosto de 1972) [5] e mais recentemente da Ponte de Fão, [6] são das poucas obras onde o betão leve foi concebido para desempenhar funções resistentes.

1.2. OBJECTIVOS\MOTIVAÇÃO

É certo que quando existe um *feedback* positivo acerca da utilização de um material na construção, a sua utilização em novas situações se torna mais fácil. A falta de divulgação da pouca documentação técnica existente, associada à inexistência de experiência na aplicação do betão leve, são os principais factores que reflectem a escassa utilização deste material no nosso país.

O objectivo do presente trabalho centra-se na tentativa de dar uma contribuição para um maior conhecimento de um material ainda com pouca tradição em Portugal. Com o intuito de conduzir a uma maior divulgação do betão leve, pretende-se no final deste estudo obter algumas conclusões técnicas e económicas acerca das vantagens e desvantagens do emprego deste material nas estruturas correntes de betão armado, no sentido deste constituir mais uma alternativa para os projectistas deste tipo de estruturas.

Para tal, este trabalho iniciar-se-á com um estudo aprofundado, na óptica do dimensionamento, de lajes maciças. Foram escolhidos estes elementos estruturais uma vez que é deles que resulta que o peso próprio mais contribua para as acções verticais nos edifícios. Far-se-á uma minuciosa análise comparativa das vantagens e desvantagens do emprego do betão leve na concepção de lajes maciças armadas numa direcção e em cruz. Foram analisados alguns parâmetros tais como: a espessura exigida para satisfazer os requisitos de deformação, a quantidade de armadura e a variação do peso próprio de cada laje.

Não fazendo parte dos propósitos iniciais do trabalho, mas que se revelou da maior importância com o desenrolar deste, o último objectivo da presente dissertação passa por uma análise sísmica, de um edifício construído em betão leve ou em betão de densidade normal (BN). Pretende-se com este objectivo avaliar a resposta do edifício quando submetido à acção sísmica, comparando os esforços e as armaduras obtidos para as duas soluções.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO

De acordo com os objectivos enunciados, a presente dissertação está dividida em cinco capítulos. De seguida apresenta-se numa descrição sumária, o conteúdo de cada um deles.

Assim, no Capítulo 1 apresenta-se um enquadramento do tema do trabalho. Estão também enunciados os objectivos geradores deste projecto de investigação.

No Capítulo 2 começa-se por fazer uma introdução do betão leve enunciando algumas características deste material. Após expor a definição de “betão leve” é feita uma descrição da evolução histórica do betão leve com referência às principais aplicações estruturais na actualidade, enunciando-se algumas obras de referência (edifícios de grande altura, plataformas off-shore e pontes). De seguida apresentam-se os requisitos para o dimensionamento de estruturas de betão leve segundo o Capítulo 11 do EC2 [3].

O Capítulo 3 inicia-se com uma abordagem aos diferentes tipos de lajes. Seguidamente apresenta-se o estudo comparativo do dimensionamento de lajes maciças com recurso a betão leve ou betão de densidade normal. Este estudo divide-se em duas partes: a primeira aborda o dimensionamento de

lajes maciças armadas numa direcção, enquanto a segunda debruça-se sobre as lajes armadas em cruz. Em ambas as partes são apresentados os resultados do dimensionamento para três vãos diferentes.

As conclusões obtidas do estudo elaborado sobre o dimensionamento das lajes, sujeitas a acções verticais, suscitaram um outro tipo de análise, que aprofundasse a viabilidade da aplicação do betão leve nas estruturas. Nesse sentido e para contrapor com a análise elaborada nas lajes, foi feito um estudo de uma estrutura, constituída por betão leve, mas agora sujeita também a acções horizontais, ou seja uma sujeita a uma acção sísmica. Assim o Capítulo 4 aborda o estudo sísmico comparativo, de um edifício de 9 pisos localizado no Parque das Nações em Lisboa. Esta análise tem como principal objectivo avaliar a resposta do edifício, construído totalmente em betão leve ou totalmente em betão de densidade normal, quando submetido à acção de um sismo. Neste capítulo além de uma breve referência ao Eurocódigo 8 [7], são apresentadas duas modelações do edifício referentes aos dois tipos de betão, sendo extraídas conclusões relativamente aos esforços obtidos para cada uma das soluções de dimensionamento.

No Capítulo 5, são apresentadas as conclusões gerais deste trabalho e indicadas sugestões para desenvolvimentos futuros.

2

BETÃO LEVE

2.1. INTRODUÇÃO

Os betões de elevado desempenho foram concebidos para dar resposta ao aumento das exigências estruturais. Estes tipos de betões são detentores de algumas propriedades (boa trabalhabilidade, melhor durabilidade, melhores características mecânicas e menor fluência e retracção) que lhes confere maior resistência e durabilidade.

O trabalho que a seguir se apresenta centra-se no estudo da aplicação de um betão especial, o betão leve, em elementos estruturais. Desse modo, daqui em diante utilizar-se-á o termo “betão leve” para se referir a betão leve estrutural. Importa também referir que este trabalho apenas abordará a óptica do dimensionamento de betões leves de estrutura fechada constituídos por agregados leves, tal como referido na cláusula 11.1.1 do EC2.

2.2. DEFINIÇÃO

O termo “betão leve” é usado, no presente trabalho, para identificar betões de estrutura fechada constituídos por agregados leves minerais, naturais ou artificiais. É considerado um betão leve aquele cuja massa volúmica não é superior a 2200 kg/m^3 e que é constituído ou contém uma certa percentagem de agregados leves artificiais ou naturais com uma massa volúmica inferior a 2000 kg/m^3 [3].

2.3. EVOLUÇÃO HISTÓRICA

As imponentes cúpulas erguidas pelos romanos, os navios construídos nas duas grandes Guerras, as arrojadas plataformas off-shore e mais recentemente, pontes e arranha-céus, reflectem bem o papel que o betão leve tem desempenhado nas construções mais importantes ao longo da história da humanidade, e sem o qual seria impossível a edificação de algumas delas.

Uma das primeiras aplicações do betão leve para fins estruturais foi levada a cabo pelos romanos. A utilização de pedra-pomes como agregado grosso e de um ligante à base de cal, materializou um betão que foi empregue na construção da cúpula do Panteão de Roma (Fig. 1 e Fig. 2). A sua dimensão (cerca de 44 metros de diâmetro) e o seu excelente estado de conservação, passados quase 2000 anos, espelham bem a qualidade quer da construção do monumento e em particular da abóbada da cúpula quer do betão empregue na estrutura.



Fig. 1 - Panteão de Roma



Fig. 2 - Cúpula do Panteão

Durante a Primeira Guerra Mundial e com a escassez do aço que se verificou na época, houve a necessidade de explorar outro tipo de materiais para a construção de navios de guerra. Assim em 1917 na Noruega, foi lançado o que ainda hoje é considerado o primeiro navio de betão leve. Projectado por Fougner, tinha 26 metros de comprimento e 182 toneladas de peso e foi baptizado de Namsefjord. [8]. O sucesso desta primeira experiência levou os americanos a aplicarem em larga escala o betão leve na construção de navios de guerra. O betão utilizado, com xisto expandido como agregado leve, atingiu 35 MPa de resistência à compressão com massas volúmicas de 1760 kg/m^3 . O caso mais conhecido é o do navio Selma (Fig. 3), que foi lançado ao mar em 1919 e onde foram empregues na sua construção cerca de 7500 toneladas de betão leve de xisto expandido.



Fig. 3 - Lançamento do U.S.S. Selma

A Segunda Guerra Mundial suscitou uma nova produção em massa de navios de betão leve por parte dos EUA, construindo 488 navios. Foi no decorrer desta guerra que as primeiras aplicações do betão leve se fizeram na Europa. Na Alemanha foram construídos navios para utilização na guerra e no Reino Unido foram construídos painéis pré fabricados com recurso a escória de alto-forno expandida.

2.4. RECENTES APLICAÇÕES ESTRUTURAIS

O betão leve pode ser empregue na construção de qualquer elemento de betão armado ou pré-esforçado, quer este seja pré-fabricado ou construído *in situ*. O uso deste material é especialmente recomendado nos casos em que o peso próprio da estrutura constitui uma grande percentagem das cargas a que está sujeita, pois só assim é possível obter um melhor rendimento deste material. No entanto, ao longo dos últimos anos tem-se verificado a aplicação do betão leve nas mais diversas e complexas estruturas. Das plataformas petrolíferas às pontes (incluindo as flutuantes), dos edifícios de

grande altura à reabilitação e pré fabricação, enumeram-se de seguida alguns casos práticos da aplicação deste material.

2.4.1. PLATAFORMAS OFF-SHORE

Para além da construção de navios como anteriormente foi referido, tem-se verificado a adopção de BEAL na concepção de outras estruturas marítimas. É o caso das plataformas petrolíferas onde a redução de peso próprio traduz-se numa enorme vantagem dada a grandeza exorbitante desta carga. A utilização de betões leves na construção de algumas das grandes plataformas de betão constitui um importante passo no desenvolvimento destes materiais.

Actualmente existem dois tipos de plataformas de extracção de petróleo: flutuantes e fundadas no fundo do mar. Normalmente as estruturas flutuantes são construídas em estaleiro e posteriormente rebocadas para o local pretendido. Assim é fundamental reduzir o seu peso, principalmente se o percurso atravessar zonas pouco profundas, substituindo integral ou parcialmente os agregados normais por agregados leves. A plataforma Hibernia (Fig. 4) é a maior estrutura flutuante e a maior aplicação estrutural de betão semi-leve da América do Norte. Esta estrutura pesa mais de 1,2 milhões de toneladas e foram empregues na sua construção cerca de 185.000 m³ de betão e 50.000 toneladas de armaduras. O betão utilizado foi obtido substituindo 50% dos agregados convencionais por agregados leves (Stalite) resultando numa redução de 10% no peso. Com este betão atingiu-se 80 MPa de resistência. Importa referenciar que esta estrutura foi dimensionada para uma vida útil de 30 anos e para resistir ao impacto directo de um iceberg com 6 milhões de toneladas (período de retorno estimado em 10.000 anos).



Fig. 4 – Plataforma Hibernia

Fundada a 300 metros de profundidade, a plataforma Troll, na Noruega, possui um vasto número de recordes que permanecerão intangíveis durante muitos anos no livro Guinness, entre os quais:

- Maior e mais pesada plataforma off-shore do mundo (472 metros de altura e 10.050.000 kN de peso, incluindo o balastro);
- A quarta maior estrutura feita pelo Homem e a maior estrutura móvel alguma vez construída;
- Construída para durar 70 anos, numa zona com profundidade de 300 m e com ondas até 30 m;
- O peso da estrutura de betão é de 656.000 toneladas;

- O volume de betão é de 245.000 m³ (que corresponde a cerca de 215.000 sapatas de edifícios correntes) e 100.000 toneladas de armaduras (que corresponde a aproximadamente 15 torres Eiffel);
- Foram usadas 230.000 toneladas de brita e 215.000 toneladas de areia.

O betão leve utilizado nesta estrutura tinha uma massa volúmica de 22,5 kN/m³ e uma tensão característica aos 28 dias, medida em cubos de 100 mm de aresta, de 75 MPa [9].

2.4.2. PONTES

A utilização de betões leves na construção de pontes de grandes dimensões tem sido um dos maiores campos de aplicação deste material. Na Alemanha, Holanda e Noruega é vulgar a utilização de betão leve nas construções destas super estruturas, sejam elas flutuantes, atirantadas, pré-fabricadas, construídas por avanços ou cimbradas. Esta tendência deve-se essencialmente à redução de peso próprio, obtido à custa dos agregados leves, reduzindo as cargas nas fundações e os esforços na estrutura devido às acções sísmicas. Quando a estrutura é construída por avanços sucessivos, a redução do peso desta provoca menos esforços nos carros de avanço permitindo assim maiores avanços. Em pontes construídas com vigas pré-fabricadas, a leveza do betão aplicado possibilita a adopção deste tipo de pontes para vencer maiores vãos que aqueles que era possível vencer com utilização de betão convencional.

Por ser o país onde o betão leve tem tido mais aplicações estruturais, apresentam-se de seguida a descrição de algumas pontes, todas elas construídas na Noruega, onde o betão convencional foi parcial ou totalmente substituído pelo betão leve. A ponte de Eidsvoll Sund construída em 1992 tem uma extensão de 320 metros divididos em 8 vão de 40 metros cada e um raio de curvatura igual a 278 m. Na sua construção foi utilizado um betão leve, LC 60/66, que atingiu os 62,2 MPa de resistência e 21,2 GPa de módulo de elasticidade [10]. A massa volúmica do material empregue na estrutura rondou os 1880 kg/m³. A ponte Bergsoysund (Fig. 5) e a ponte Nordhorland (Fig. 6), são duas estruturas flutuantes, onde foi explorado a baixa densidade do betão leve para satisfazer os requisitos estruturais. A primeira, flutuante em toda a sua extensão, foi executada em 1992 e apresenta 835 m de comprimento com o maior vão a atingir os 40 metros. Foi utilizado um betão da classe de resistência LC 55/60. Por sua vez, a ponte de Nordhorland, foi construída em 1994 e apresenta uma tipologia mista, contemplando uma parte atirantada e outra flutuante. O vão vencido pela zona de tirantes atinge os 172 m de comprimento. O troço flutuante desenvolve-se em curva horizontal com raio de 1700 metros, ao longo de 1246 metros de comprimento. Esta super-estrutura apoia-se em 10 caixões flutuantes realizados em betão leve com massa volúmica de 1900 kg/m³ e classe de resistência LC 55/60. Finalmente, a Ponte Stolma (Fig. 7) foi construída por avanços sucessivos em 1998. Esta ponte vence um vão de 301 metros e foi construída com recurso a um betão leve de 64 MPa de resistência e massa volúmica de 1940 kg/m³.



Fig. 5 – Ponte Bergsoysund



Fig. 6 – Ponte Nordhorland

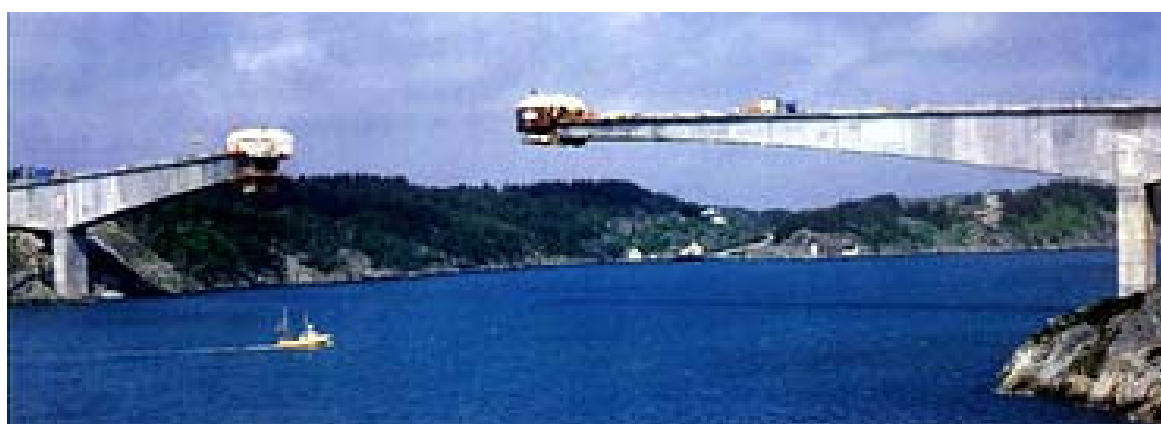


Fig. 7 – Ponte Stolma

A reabilitação/reforço e o alargamento de pontes constituem um vasto e privilegiado campo de aplicação para os betões leves. E é nesse âmbito que até hoje, em Portugal, o betão leve teve aplicação, não existindo nenhuma ponte totalmente construída com este material. O caso mais emblemático diz respeito ao alargamento da ponte 25 de Abril onde foi usado um betão leve com resistência superior a 50 MPa e com massa volúmica inferior a 1850 kg/m^3 . A área da reabilitação de pontes conta com duas aplicações desta material: a intervenção no Viaduto da Rua Ramalho Ortigão em Lisboa (Fig. 8) e na Ponte de Fão, na zona norte do país (Fig. 9). No viaduto foram empregues cerca de 200 m^3 de betão leve com massa volúmica igual a 1750 kg/m^3 e resistência de 45 MPa. A Ponte de Fão contemplou duas fases de construção: a pré-fabricação das pré-lajes e a betonagem *in situ* do tabuleiro. No total foram gastos cerca de 400 m^3 de betão leve com massa volúmica de 1600 kg/m^3 e resistência aos 28 dias igual a 41 MPa nas pré-lajes e 44 MPa no tabuleiro [6].



Fig. 8 – Viaduto da Ramalho Ortigão



Fig. 9 – Betonagem da ponte de Fão [6]

2.4.3. EDIFÍCIOS

Os edifícios e em particular os edifícios altos são uma área com grande tradição de aplicação do betão leve. A sua aplicação é mais conhecida face às excelentes características isolantes (acústicas e térmicas) e boa resistência ao fogo comparativamente com as características do betão convencional. Estas propriedades do betão leve valorizam as edificações relativamente ao balanço energético. A outra vantagem, e a mais evidente, da aplicação do betão leve nas estruturas dos edifícios é a redução do peso próprio, tal como acontece em todas as estruturas. Nos edifícios, esta característica permite a adopção de novas soluções estruturais para diversas propostas arquitectónicas, para além dos menores esforços nos elementos.

Um exemplo da aplicação de betões leves em edifícios de grande altura é a Torre de Picasso em Madrid (1988) (Fig. 10). Com 45 andares, esta torre foi projectada pelo arquitecto Minoru Yamasaki (também projectista das “Twin Towers” do World Trade Center de Novo Iorque). Foram utilizados na sua construção cerca de 10.000 m³ de betão leve de classe de densidade D2,0 e classe de resistência LC20/22, em lajes mistas com 11 cm de espessura, reduzindo o peso total do edifício em 50 MN [5]. Outro exemplo são as *Marina City Towers*, construídas em 1962 em Chicago. Na construção dos 64 andares (180 metros de altura) que as constituem, foram utilizados 19.000 m³ de betão leve com 1680 kg/m³ de massa volúmica e 25 MPa de resistência [9]. O Museu Guggenheim em Bilbao (Fig. 11) foi projectado pelo norte-americano Frank Gehry. Na sua construção iniciada em 1992 foram empreguem cerca de 4800 m³ de betão leve com 1600 kg/m³ de massa volúmica e 25 MPa de resistência.



Fig. 10 – Torre Picasso



Fig. 11 – Museu Guggenheim

Em Portugal, a emblemática membrana que constitui a cobertura da entrada principal do Pavilhão de Portugal, é talvez a obra mais marcante com utilização de betão leve. Idealizada pelo arquitecto Siza Vieira (daí a vulgar designação “A Pala do Siza”, Fig. 12), e projectada pelo engenheiro Segadães Tavares, esta estrutura apresenta uma forma parabólica com 20 cm de espessura e $65 \times 50 \text{ m}^2$ de área em planta. Os cabos de aço que suspendem esta estrutura encontram-se ancorados, de ambos os lados, em lajes de ancoragem. A pequena flecha (3 metros relativamente aos 65,5 metros entre apoios) provoca grandes esforços horizontais nos apoios. Deste modo a utilização de betão leve permitiu reduzir as cargas permanentes da estrutura. O betão aplicado tinha uma massa volúmica de 1850 kg/m^3 e 25 MPa de resistência e foi bombeado a uma distância de 60 metros.



Fig. 12 – “A Pala do Siza”

2.4.4. ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS

A necessidade de encurtar os prazos de execução das obras, e consequentemente diminuir os seus custos finais sem nunca perder de vista o controlo de qualidade, privilegia cada vez mais o uso de elementos pré-fabricados nas construções. O betão leve apresenta grandes potencialidades nesta área pois o seu reduzido peso próprio representa diminuição de custos de transporte e montagem dos elementos pré-fabricados, bem como das fundações. A indústria da pré-fabricação assenta sobretudo na construção, em larga escala, de blocos pré-fabricados, vigas em I, rectangulares ou em caixão, painéis e lajes alvéoladas, bancadas e degraus de estádios e ainda elementos decorativos, onde são empregues betões leves com resistências compreendidas entre os 35 e 55 MPa.

Nos Estados Unidos, é frequente executar os parques de estacionamento com recurso a vigas pré-fabricadas de betão leve, com vãos compreendidos entre 15 e 20 metros e massas volúmicas a rondar os 1850 kg/m^3 [9]. Em Inglaterra, o estádio de Newcastle (Fig. 13) é apenas um exemplo de um vasto grupo de recintos desportivos construídos com recurso a elementos pré-fabricados de betão leve. As vigas pré-fabricadas utilizadas neste estádio têm 31,5 metros de comprimento, sendo que na extremidade livre, numa extensão de 23,5 metros, foi usado um betão LC70/77 com uma massa volúmica de 1950 kg/m^3 , conseguindo-se uma redução de 22% do peso da estrutura e consequentemente uma economia no custo global.



Fig. 13 – Estádio de Newcastle [11]

A construção de divisórias simples interiores e do pano interior de paredes exteriores são o caso mais corrente de aplicação de painéis alvéolados, assim como a sua aplicação em intervenções de reabilitação de edifícios [12]. Contudo, é sobretudo o reforço sísmico de estruturas reticulares que tem atraído a atenção de engenheiros e investigadores de diversos países [13].

No Oceanário em Lisboa, foram construídas rochas artificiais com betão de argila expandida a fim de simular os habitats naturais. Para o enchimento dos moldes das rochas, foram gastos cerca de 450 m³ de betão leve com massa volúmica de 1600 kg/m³, permitindo deste modo aligeirar estes ornamentos dos tanques, mantendo no entanto a resistência mecânica necessária para resistir às pressões da água envolvente [8].

2.5. AGREGADOS LEVES

Os agregados leves podem ter origem natural (estes podem ser extraídos directamente dos solos como são o caso das areias e os godos, ou então obtidos com recurso a um processo de britagem de materiais naturais como é o caso das britas e das areias britadas) ou artificial. Os agregados artificiais, onde se inserem os agregados de argila expandida, são obtidos industrialmente com vista à produção do betão com determinadas propriedades. As preocupações ambientais têm suscitado o estudo e emprego de subprodutos industriais no fabrico do betão, tais como as cinzas volantes, obtidas por combustão do carvão nas centrais térmicas, as escórias de alto-forno, subproduto do fabrico de aço e subprodutos da indústria da cortiça. A reciclagem de materiais obtidos da trituração do betão endurecido é cada vez mais uma fonte de agregados para o fabrico do betão.

De acordo com a massa volúmica (γ), os agregados podem ser divididos em: agregados de massa volúmica normal ($2000\text{kg/m}^3 < \gamma < 3000\text{kg/m}^3$), agregados leves ($\gamma < 2000\text{kg/m}^3$) e agregados pesados ($\gamma > 3000\text{kg/m}^3$). Como este trabalho recai sobre a aplicação de agregados leves no fabrico de betão, deixar-se-á de parte os agregados de massa volúmica normal e os agregados pesados [14].

Tal como referido anteriormente, os agregados leves são usados no fabrico de betão com o intuito de diminuir o peso próprio em determinadas estruturas e com a vantagem de permitir um melhor isolamento térmico relativamente ao betão de densidade normal, devido à intrínseca porosidade destes agregados. Existe uma enorme variedade de tipos de agregados leves, possibilitando o fabrico de vários tipos de betões leves com características mecânicas e físicas muito diferentes. Estes agregados podem ser mais ou menos resistentes, mais leves ou mais pesados e possuírem uma maior ou menor condutibilidade térmica. Para facilitar a sua compreensão, os agregados leves podem ser classificados, conforme a sua natureza, em agregados naturais e artificiais [11].

2.5.1. AGREGADOS LEVES NATURAIS

A utilização dos agregados leves naturais no fabrico de betões está directamente relacionada com os recursos de cada país. Como são encontrados apenas em algumas partes do mundo, estes agregados não são utilizados de uma forma intensiva e industrial. O país onde se verifica uma intensa aplicação destes agregados no fabrico de betão é a Islândia.

2.5.1.1. Pedra-pomes

A pedra-pomes é o agregado mais antigo e o mais leve. De origem vulcânica através do rápido arrefecimento ao ar da lava, esta rocha não vitrificada tem natureza ácida, e portanto rica em sílica (aproximadamente 70%). Apresenta uma estrutura interior celular constituída por milhões de bolhas de ar de dimensão variável, sendo que a maioria têm dimensões microscópicas, que se desenvolveram aquando da sua solidificação. Este agregado apresenta uma baridade que varia entre os 500 e os 900 kg/m³ e produz betões com massa volúmica entre os 800 e os 1800 kg/m³. Os betões resultantes apresentam excelentes comportamentos térmicos, no entanto são fracos do ponto de vista estrutural e exibem grandes retrações.

Como referido na secção 2.3 da presente dissertação, a utilização da pedra-pomes remonta ao tempo dos Romanos, onde foi utilizado no fabrico de betões leves empregues em coberturas e paredes de edifícios, dos quais se destaca a cúpula do Panteão e no Coliseu em Roma. Actualmente os betões produzidos com este material são exclusivamente utilizados em elementos não armados, como é o caso de pré-fabricados leves para alvenarias, lajetas para isolamento e painéis pré-fabricados. Devido à sua grande abundância, este agregado é muito utilizado na pré-fabricação nos Açores, contrapondo com Portugal Continental onde não há registo de qualquer aplicação deste agregado leve.

2.5.1.2. Escórias vulcânicas

As escórias vulcânicas distinguem-se da pedra-pomes por serem uma rocha mais densa e por apresentarem uma estrutura porosa diferente. Os poros são maiores e as suas paredes são vitrificadas e mais espessas. As resistências são em geral superiores às da pedra-pomes, assim como a massa volúmica dos grãos que varia entre 1300 e 2400 kg/m³, donde resultam betões com massa volúmica a variar entre 1100 e 1800 kg/m³.

2.5.2. AGREGADOS LEVES PRODUZIDOS ARTIFICIALMENTE

O desenvolvimento dos agregados leves artificiais está directamente relacionado com a disponibilidade de matéria-prima de cada país. Na Alemanha e Noruega os agregados mais frequentemente utilizados são as argilas expandidas (Liapor e Leca). Em Portugal e Espanha só se usam as argilas expandidas (Leca e Arlita, respectivamente) com uma gama de resistências relativamente restrita. A designação **LECA** reúne as iniciais dos termos: **L**ight **E**xpanded **C**lay **A**ggregate. Actualmente na Holanda é frequente a utilização de agregados leves feitos a partir de cinzas volantes (Lytag e Aardelite), tal como no Reino Unido. Nos Estados Unidos os xistos expandidos são muito frequentes [9].

2.5.2.1. Argila expandida

Resumidamente, a argila expandida resulta da introdução de argila pura seleccionada em fornos rotativos, a temperaturas elevadas, onde se dá a sua expansão controlada. Deste processo resulta a formação de grânulos que, no seu interior, contêm milhares de micro poros fechados, contendo ar, conferindo ao material leveza e isolamento térmico [15].

A argila é um material proveniente da decomposição, durante milhões de anos, das rochas feldspáticas muito abundantes na crosta terrestre. As argilas podem ser divididas em duas categorias: as argilas primárias e as argilas secundárias ou sedimentares. As primeiras são formadas no mesmo local da rocha mãe e são pouco atacadas pelos agentes erosivos. Possuem partículas mais grossas e coloração mais clara, são pouco plásticas, porém de grande pureza e possuem alto nível de fusão. As argilas secundárias são aquelas que foram transportadas pelos agentes erosivos para zonas bastante distantes do seu local de origem. No processo de sedimentação, as partículas mais pesadas depositaram-se primeiro ficando as mais leves nas camadas superiores do estrato de argila. Estas argilas são mais finas e plásticas que as primeiras, podendo no entanto conter impurezas ao se misturarem com matérias orgânicas [16].

No processo de fabrico, a argila é misturada com substâncias que aumentam a expansibilidade (pirite, hematite, dolomite, calcite, carvão ou combustíveis líquidos). A mistura é aquecida a cerca de 1000-1200 °C, dentro de fornos rotativos circulares (Fig. 14). Durante a elevação da temperatura ocorre a libertação de gases, variável segunda as argilas utilizadas, que provoca o aparecimento de poros milimétricos no interior do material e consequente aumento de volume. Através do processo de sinterização em fornos rotativos de secagem e expansão, a argila transforma-se em grânulos esféricos com uma estrutura interna alveolar e uma superfície externa dura de cor castanha. A argila expandida resultante deste processo apresenta-se como material inerte, tem um peso aproximadamente igual a 25% do peso da areia e da brita, apresenta boas características de isolamento térmico e acústico e é incombustível. A argila expandida Leca é a única produzida em Portugal [9].



Fig. 14 – Produção de argila expandida

2.5.2.2. Xistos expandidos

A matéria-prima para a produção dos xistos expandidos denomina-se de xistos carboníferos, resultantes da exploração do carvão de minas e são altamente expansivos. Normalmente os xistos expandidos são um pouco mais pesados e resistentes que a argila expandida, apresentando uma textura porosa semi-vitrificada. O processo de preparação e expansão deste agregado é semelhante ao da argila expandida, verificando-se a única diferença na preparação da matéria-prima que habitualmente é por via seca, enquanto na argila é por via húmida. O xisto é seco, transformado em pó e misturado ou não com um agente expensor. Após esta fase é preparado como se de uma argila se tratasse, ou seja, é

misturado com água para formar uma pasta e seguidamente expandido. A temperatura de expansão do xisto é superior à da argila.

2.5.2.3. Escória de alto-forno expandida

A escória de alto-forno é um granulado alveolar de natureza cristalina que resulta do arrefecimento brusco da escória, à saída do forno, por meio de jactos de água. O vapor de água produzido provoca a formação de pequenas bolhas que formam a estrutura alveolar do agregado, apresentando-se sob formas irregulares e angulosas, e ao contrário da argila expandida, apresenta uma estrutura exterior aberta. Em contrapartida, se a escória arrefecer lentamente ao ar, produz um agregado bastante resistente à abrasão usado em estradas e incorporado em peças de betão normal ou pesado. A massa volúmica aparente deste agregado é inferior a 1000 kg/m^3 e é usado quase exclusivamente em elementos de betão não armado tal como pré-fabricados leves para alvenarias.

2.5.2.4 Cinzas volantes sinterizadas

As cinzas volantes resultam da combustão do carvão pulverizado nas centrais térmicas e são humedecidas antes de serem colocadas num depósito rotativo onde se agregam em pequenas partículas esféricas que sinteterizam a cerca de 1200°C . A massa volúmica aparente deste agregado varia entre 700 e 1000 kg/m^3 e o betão produzido com este agregado pode ser usado em betão armado e pré-esforçado, em enchimentos leves e pré-fabricação ligeira [17].

2.6. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM BETÃO LEVE ESTRUTURAL

2.6.1. INTRODUÇÃO

Numa perspectiva de dimensionamento de estruturas, apresentam-se de seguida as propriedades mais importantes deste material e os aspectos regulamentares inerentes ao seu emprego, destacando as diferenças relativamente à aplicação do betão normal. Todo este subcapítulo foi elaborado com base nas referências bibliográficas [3], [11], [18] e [19].

2.6.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS

Na concepção estrutural, o conhecimento das características mecânicas dos materiais é essencial para a definição de diferentes soluções. Existem duas diferenças fundamentais que distinguem o betão leve do betão normal: a resistência e o módulo de elasticidade da maioria dos agregados leves são semelhantes aos da pasta, o que proporciona uma maior uniformidade ao nível das tensões do que no betão normal; a zona de interface agregado - pasta é de melhor qualidade no caso de betões leves comparativamente com os betões normais, fruto das características superficiais dos agregados, da sua estrutura celular e do teor de humidade. Deste modo anulam-se as micro fissuras nas zonas de interface. Estes dois aspectos são de vital importância para a deformabilidade, resistência e durabilidade dos betões leves.

2.6.2.1. Peso volúmico e resistência à compressão simples

O peso volúmico e a resistência à compressão do betão estão intimamente relacionados com o tipo e granulometria do agregado que o constitui. Ao contrário do betão convencional que aumenta de peso

volúmico com o aumento da dimensão do agregado, o betão leve apresenta uma proporcionalidade inversa entre a dimensão do agregado e o peso volúmico. Assim, e como cerca de 70% do volume de um betão leve corresponde à parte dos agregados, a definição da curva granulométrica influencia fortemente as suas características mecânicas, pelo que a aferição da composição é fundamental para a correcta utilização do betão leve nos sistemas estruturais. Uma composição com agregados finos traduz-se num aumento de massa volúmica e consequentemente num aumento de resistência. Assim, é possível, através do tipo e da massa volúmica do agregado que se emprega no betão, obter uma previsão da sua resistência compressão. No entanto, a resistência desenvolvida por um betão depende também da quantidade e qualidade do cimento utilizado. Num betão leve estrutural a quantidade de cimento varia entre os 400 e os 600 kg/m³. O gráfico da Fig. 15 traduz uma aproximação da evolução da resistência à compressão do betão leve com o aumento da massa volúmica deste.

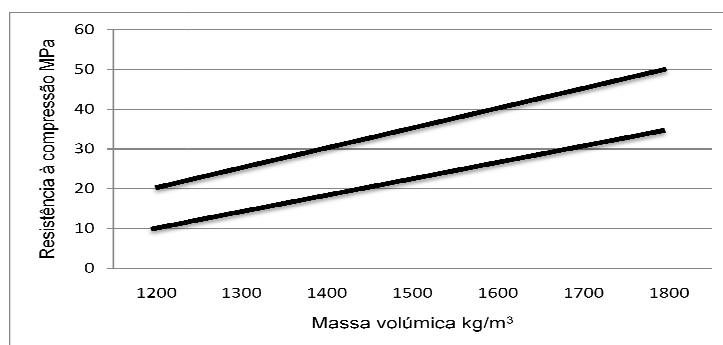


Fig. 15 – Relações típicas entre resistência à compressão e massa volúmica

É usual substituir-se a fracção dos agregados leves finos por areia natural. Deste modo é possível aumentar a trabalhabilidade da mistura e reduzir a quantidade de água da amassadura obtendo-se um aumento de resistência do betão, não só devido à redução de água mas também devido à maior resistência da areia. Em contrapartida, sendo a areia mais densa verifica-se um aumento de peso volúmico no betão. Importa também referir que os betões leves apresentam aos 7 dias cerca de 80% da resistência à compressão observada aos 28 dias de idade. Assim, os betões leves estabilizam a sua resistência à compressão em idades inferiores comparativamente com o betão normal. Após os 28 dias, e devido à menor resistência mecânica dos agregados leves, o aumento de resistência nos betões leves apresenta um crescimento inferior ao que se verifica no betão normal.

2.6.2.2. Resistência à tracção

A resistência à tracção de um betão é fundamental para avaliar o comportamento em serviço das estruturas em betão armado. Esta grandeza está directamente relacionada com os estados limites de fendilhação que, por sua vez, influenciam intensamente a durabilidade das estruturas.

Os betões leves apresentam valores de resistência à tracção ligeiramente inferiores aos obtidos com betão de densidade normal, para o mesmo nível de resistência à compressão. A resistência à tracção de um betão é influenciada pelos agregados, pela quantidade de água e pela aderência entre os agregados e a pasta de cimento. Como atrás foi referenciado, a aderência agregados – matriz cimentícia, é de melhor qualidade nos betões de agregados leves. Todavia, a resistência à tracção dos betões leves é influenciada negativamente pela qualidade dos agregados leves e pela quantidade de água utilizada na amassadura de um betão deste tipo. Outro aspecto que penaliza a resistência à tracção do betão leve é a

sua linha de fractura, ou seja, enquanto num betão normal a linha de rotura contorna os agregados, num betão de baixa densidade, a linha de fractura atravessa os agregados. Esta diferença explica-se pelo facto dos agregados leves apresentarem uma elevada percentagem de volume de vazios o que lhes confere uma menor resistência à tracção face à da pasta.

2.6.2.3. Módulo de elasticidade

Em termos de deformação, a diferença comportamental entre o betão leve e o betão normal, sob o efeito da compressão e em serviço, resulta da discrepância relativa do módulo de elasticidade da argamassa, formada pela pasta de cimento e pelos agregados finos, e dos agregados. No betão leve, o módulo de elasticidade dos agregados leves é inferior ao da argamassa, contrapondo com o que sucede no betão normal, onde o módulo de elasticidade dos agregados é bastante superior ao daquela. Para um nível equivalente de resistência à compressão, o betão leve apresenta, normalmente, um módulo de elasticidade que pode ser inferior a 50% do betão convencional. De um modo geral, o módulo de elasticidade de um betão é proporcional à:

- Quantidade, máxima dimensão e módulo de elasticidade do agregado grosso;
- Aderência agregado – pasta de cimento;
- Resistência à compressão

2.6.2.4. Retracção

Para efeitos de cálculo, o EC2 obriga apenas à consideração da extensão de retracção hidráulica. Porém, existem outros tipos de retracção, nomeadamente a retracção térmica devida à perda do calor de hidratação durante a cura, a retracção plástica que ocorre, por vezes, devido à exposição da superfície de betão antes de este formar presa, e a retracção por carbonatação que se deve à combinação do dióxido de carbono atmosférico com o hidróxido de cálcio. A retracção hidráulica do betão deve-se à perda progressiva da água livre ou adsorvida existente nos poros e nos capilares para o meio envolvente da peça. Este fenómeno reflecte-se na variação do comprimento de um provete de betão, principalmente na diminuição do volume da pasta que envolve os agregados. Tal como prescrito no EC2, a retracção hidráulica é decomposta em duas partes: a retracção de secagem ou de dessecação, e a retracção autógena ou endógena. A retracção por secagem é devida a uma perda de água do betão para o meio exterior e inicia-se assim que as superfícies do betão se encontrem expostas ao meio ambiente. Este processo desenvolve-se lentamente, em função da espessura do elemento, ao longo dos anos, sendo que este tipo de retracção é tanto mais lento quanto menor for a permeabilidade do betão, ou seja, em betões mais compactos, logo de melhor qualidade e consequentemente mais resistentes. Por sua vez, a retracção autógena está relacionada com a fixação de moléculas de água para as reacções de hidratação do cimento, ou seja, não há qualquer relação com as trocas hídras com o meio exterior. Ao contrário do fenómeno anterior, este processo ocorre rapidamente, durante os primeiros dias após a betonagem, e no fim dos 28 dias já ocorreu 60 a 90% da retracção autógena, dependendo do tipo de betão. Comparativamente com a retracção por secagem, a autógena tem pouca expressão na variação das dimensões dos elementos, em betões correntes, ganhando porém, importância nos betões de elevadas resistências e/ou com baixa relação água/cimento, tipicamente abaixo de 0,4.

No caso do betão leve, a retracção depende essencialmente da porosidade dos agregados e da sua capacidade de absorção de água. Só uma parte da água absorvida pelos agregados leves na amassadura retorna à atmosfera através da retracção de secagem durante a presa e o endurecimento. A outra parte da água existente nos poros dos grãos transfere-se para a pasta de cimento, permanecendo nela

fixando-se química ou fisicamente, originando uma cura húmida da mesma. Esta permuta de humidade entre o agregado e a pasta cimentícia pode retardar a retracção ou mesmo inverter-se num fenómeno de expansão em peças de grandes dimensões ou em peças que se elimine as trocas de água com o exterior. No entanto há autores que defende uma ideia contrária, alegando a baixa rigidez dos agregados leves para explicar a maior retracção dos betões com estes agregados. Para finalizar, a evolução da retracção no betão leve ao longo do tempo é, nas primeiras idades, mais lenta do que no betão normal. Todavia, os valores finais são atingidos sensivelmente após o mesmo tempo de evolução.

2.6.2.5. Fluência

A fluência pode ser definida como a deformação plástica de um material sob uma determinada tensão aplicada. Assim a extensão de fluência de um betão a uma determinada idade corresponde à extensão total sob tensão constante, determinada nessa idade, subtraindo a extensão devida à retracção e a extensão instantânea devido à mesma tensão.

Os agregados mais comumente utilizados no betão leve assim como os agregados empregues no betão normal, ao contrário da pasta de cimento, não sofrem deformações por fluência. Assim, quanto mais rígidos foram os agregados, menor será o nível de tensões transmitida à pasta de cimento e consequentemente menores serão as deformações de fluência. Desde que um betão leve e um betão normal possuam iguais quantidades de pasta de cimento e iguais resistências dessas pastas, o betão leve apresentará maiores deformações por fluência devido à menor rigidez relativa dos seus agregados. Uma tendência oposta de comportamento, porém mais importante que a anterior, é o facto de, em geral, a baixa relação água eficaz¹ – cimento verificada no betão leve originar uma menor porosidade do gel e assim provocar menores deformações por fluência comparativamente com o betão normal. Tal como no caso da retracção, também aqui se verificam opiniões contrárias relativamente à evolução da fluência nos dois tipos de betão.

2.6.2.6. Condutibilidade térmica

A condutibilidade térmica (λ) de um material poroso depende principalmente da sua densidade aparente e do seu teor de humidade. Com menor influência, a composição química, a estrutura e a temperatura também influenciam esta grandeza, sendo que na maioria dos casos, com temperaturas entre os 20 e os 60 °C, pode-se desprezar o efeito da temperatura.

As excelentes propriedades térmicas do betão leve são uma das principais razões do seu uso em elementos não estruturais, daí seja frequente encontrarem-se coberturas e paredes exteriores onde foi aplicado o betão leve. Facto explicado pela elevada porosidade dos agregados leves que lhes confere uma baixa condutibilidade térmica reduzindo deste modo as trocas de calor através do betão.

2.6.2.7. Resistência ao fogo

A menor condutibilidade térmica, o menor coeficiente de expansão térmica e o melhor comportamento dos agregados leves a altas temperaturas, tornam a utilização do betão leve francamente vantajosa nas situações em que a estrutura esteja sujeita ao fogo.

¹ Entende-se por água eficaz, a parte da água de amassadura que não fica retida nos poros do agregado.

2.6.3. PRESCRIÇÕES REGULAMENTARES

2.6.3.1. Introdução e campo de aplicação

Já há vários anos que existe regulamentação específica para a aplicação do betão leve a nível estrutural. No entanto, devido às acentuadas discrepâncias desses regulamentos, o grupo de trabalho 8.1 da *fib* foi motivado a editar uma publicação [10] que resumisse as principais diferenças na aplicação deste material comparativamente com a aplicação do betão convencional. Em Portugal a regulamentação existente para estruturas de betão armado (REBAP [4]) não aborda o emprego de betão leve nas mesmas.

O EC2 [3], é o código europeu que normaliza as estruturas de betão armado e que poderá substituir os correspondentes códigos nacionais dos países da União Europeia, ou seja, em Portugal, o REBAP. O Capítulo 11 do EC2 fornece os requisitos adicionais para as estruturas de betão leve. Neste capítulo do EC2 aplicam-se todas as cláusulas dos Capítulos 1 a 10 e 12 deste código, excepto quando substituídas por cláusulas especiais indicadas no Capítulo 11 do mesmo. Em geral, quando as expressões utilizam valores de resistência do betão normal, estes devem ser substituídos pelos correspondentes valores do betão leve, indicados nos Quadro 1 e Quadro 2, respectivamente.

Quadro 1 - Classes de resistência do betão normal

	Classes de resistência do betão normal													Expressão analítica
f_{ck} [MPa]	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{ck,cube}$ [MPa]	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	85	
f_{cm} [MPa]	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	$f_{cm}=f_{ck}+8$ [Mpa]
f_{ctm} [MPa]	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	$f_{ctm}=0,30*f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm}=2,12\ln(1+(f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk 0,05}$ [MPa]	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,0	3,2	3,4	$f_{ctk 0,05} = 0,7*f_{ctm}$
$f_{ctk 0,95}$ [MPa]	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	$f_{ctk 0,95} = 1,3*f_{ctm}$
E_{cm} [GPa]	27,1	28,6	30,0	31,5	32,8	34,1	35,2	36,3	37,3	38,2	39,1	40,7	42,2	$E_{cm} = 22*[(f_{cm})/10]^{0,3}$
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	
ϵ_{cu1} (‰)					3,5					3,2	3,0	2,8	2,8	
ϵ_{c2} (‰)					2,0					2,2	2,3	2,4	2,5	
ϵ_{cu2} (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	
n					2,0					1,75	1,6	1,45	1,4	
ϵ_{c3} (‰)					1,75					1,8	1,9	2,0	2,2	
ϵ_{cu3} (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	

Quadro 2 - Classes de resistência do betão leve

Classes de resistência do betão leve													Expressão analítica	
f _{lck} [MPa]	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
f _{lck,cube} [MPa]	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
f _{lcm} [MPa]	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	f _{lcm} =f _{lck} +8 [Mpa]
f _{lctm} [MPa]	f _{lctm} = f _{ctm} *η ₁													η ₁ =0,4+0,6*p/2200
f _{lctk 0,05} [MPa]	f _{lctk 0,05} = f _{ck} 0,05*η ₁													quantilho de 5%
f _{lctk 0,95} [MPa]	f _{lctk 0,95} = f _{ck} 0,95*η ₁													quantilho de 95%
E _{lcm} [GPa]	E _{lcm} = E _{cm} *η _E													η _E =(ρ/2200) ²
ε _{lc1} (‰)	k=1,1 no caso de betão leve com areia; k=1,0 no caso de betão leve exclusivamente com agregados leves													
ε _{lcu1} (‰)	ε _{lc1}													
ε _{lc2} (‰)					2			2,2			2,3	2,4	2,5	
ε _{lcu2} (‰)					3,5η ₁			3,1η ₁			2,9η ₁	2,7η ₁	2,6η ₁	
n					2			1,75			1,6	1,45	1,4	
ε _{lc3} (‰)					1,75			1,8			1,9	2	2,2	
ε _{lcu3} (‰)					3,5η ₁			3,1η ₁			2,9η ₁	2,7η ₁	2,6η ₁	

Relativamente ao campo de aplicação, o Capítulo 11 do EC2 aplica-se a todos os betões de estrutura fechada constituídos por agregados leves minerais, naturais ou artificiais, a não ser que a experiência indique de modo fiável que é possível adoptar com toda a segurança disposições diferentes. O betão de estrutura aberta e o betão celular, de cura normal ou em autoclave não são abrangidos por esta secção.

Por definição do EC2, o betão leve é um betão de estrutura fechada cuja massa volúmica não é superior a 2200 kg/m^3 e é constituído ou contém uma certa percentagem de agregados leves artificiais ou naturais com uma massa volúmica inferior a 2000 kg/m^3 .

2.6.3.2. Símbolos específicos

Os símbolos a seguir apresentados são usados especificamente para o betão leve:

- LC – Símbolo que precede as classes de resistência do betão leve;
- η_E – Factor de conversão para o cálculo do módulo de elasticidade;
- η_1 – Coeficiente para a determinação da resistência à tracção;
- η_2 – Coeficiente para a determinação do coeficiente de fluência;
- η_3 – Coeficiente para a determinação da retracção por secagem;
- ρ – Massa volúmica do betão leve seco em estufa, em kg/m^3 .

2.6.3.3. Propriedades do material

Dado o elevado número de subdivisões que irão ser seguidamente consideradas, e para facilitar a leitura e compreensão deste subcapítulo, houve o cuidado de numerar aquelas em correspondência com o Capítulo 11 do EC2. Ou seja, o último ou os dois últimos algarismos de cada subsecção da presente dissertação coincidem com a numeração adoptada no EC2. A título de exemplo, a secção 2.6.3.6. deste trabalho corresponde à cláusula 11.6 do EC2, assim como a secção 2.6.3.6.3. do presente trabalho coincide com a cláusula 11.6.3 do EC2.

2.6.3.3.1. Betão leve

De acordo com a cláusula 11.3.1 do EC2, o betão leve é classificado em função da massa volúmica. O Quadro 3 indica as classes de massa volúmica normalizadas, bem como as massas volúmicas para o betão simples e armado, com percentagens normais de armadura, que podem ser utilizadas no cálculo do peso próprio ou de sobrecargas de natureza permanente.

Quadro 3 – Classes de massa volúmica e correspondentes valores de cálculo do betão leve

Classe de Massa Volúmica		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Massa Volúmica [kg/m ³]		801	1001	1201	1401	1601	1801
(seca em estufa)		1000	1200	1400	1600	1800	2000
Massa Volúmica [kg/m ³]	Betão Simples	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Betão Armado	1150	1350	1550	1750	1950	2150

A resistência à tracção do betão leve pode ser obtida multiplicando os valores correspondentes ao betão normal pelo coeficiente η_1 :

$$\eta_1 = 0,40 + \frac{0,60 \times p}{2200} \quad (1)$$

em que p representa o limite da massa volúmica, seca em estufa, para a classe considerada, de acordo com o quadro 2. O Quadro 4 indica os valores de η_1 para as diferentes massas volúmicas, enquanto o gráfico da figura 16 traduz de forma perceptível a evolução do mesmo coeficiente.

Quadro 4 – Valores de η_1

Classe de massa volúmica	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Massa volúmica [kg/m ³]	1150	1350	1550	1750	1950	2150
η_1	0,67	0,73	0,78	0,84	0,89	0,95

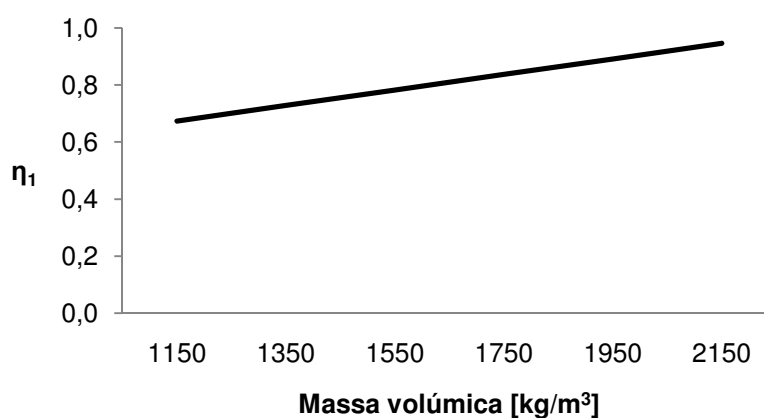


Fig. 16 – Evolução do coeficiente para a determinação da resistência à tracção

2.6.3.3.2. Deformação elástica

O módulo de elasticidade secante, E_{lcm} , do betão leve pode ser obtido multiplicando os valores do Quadro 1, referentes ao betão de densidade normal pelo coeficiente:

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad (2)$$

O Quadro 5 expõe os valores de η_E para as diferentes massas volúmicas, enquanto o gráfico da Fig. 17 representa a evolução do mesmo coeficiente.

Quadro 5 – Valores de η_E

Classe de massa volúmica	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Massa volúmica [kg/m ³]	1150	1350	1550	1750	1950	2150
η_E	0,21	0,30	0,40	0,53	0,67	0,83

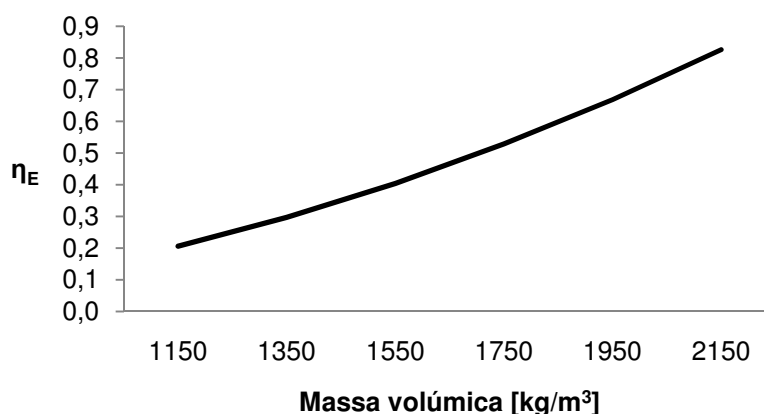


Fig. 17 – Evolução do factor de conversão do módulo de elasticidade

O coeficiente de dilatação térmica do betão leve depende do tipo de inerte utilizado e varia entre cerca de 4×10^{-6} e 14×10^{-6} /K. Nos casos em que a dilatação térmica não tenha grande importância, poderá considerar-se, para efeitos de cálculo, um coeficiente de dilatação térmica igual a 8×10^{-6} /K. As diferenças entre os coeficientes de dilatação térmica do aço e do betão leve não têm de ser consideradas no cálculo.

2.6.3.3.3. Fluência e retracção

Segundo a cláusula 11.3.3 do EC2, o coeficiente de fluência, ϕ , para o betão leve é igual ao valor referente ao betão normal multiplicado por um coeficiente:

$$\left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad (3)$$

As extensões de fluência determinadas desta forma devem ser multiplicadas por um factor η_2 , em que:

- $\eta_2 = 1,3$ para $f_{lck} \leq LC16/18$
- $\eta_2 = 1,0$ para $f_{lck} \geq LC20/22$

A retracção por secagem para o betão leve pode ser obtida multiplicando os valores relativos ao betão normal indicados no Quadro 1 por um factor η_3 , onde:

- $\eta_3 = 1,5$ para $f_{lck} \leq LC16/18$
- $\eta_3 = 1,0$ para $f_{lck} \geq LC20/22$

O ponto 3 desta cláusula do EC2 indica que as expressões 4 a 6 da presente dissertação, que dão informações relativas à retracção autógena, conduzem a valores máximos para os betões leves, quando não é possível o fornecimento de água pelos agregados à microestrutura durante a secagem. Caso se utilizem agregados leves saturados, os valores da retracção serão consideravelmente reduzidos.

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \epsilon_{ca}(\infty) \quad (4)$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (5)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2t^{0,5})} \quad (6)$$

2.6.3.3.4. Relações tensões – extensões para análise estrutural não linear

Na cláusula 11.3.4 (1) do EC2 é indicado que, para o betão leve, os valores ϵ_{c1} e ϵ_{cu1} , da Fig. 18, devem ser substituídos por ϵ_{lc1} e ϵ_{lcu1} , dados no Quadro 2 da presente dissertação.

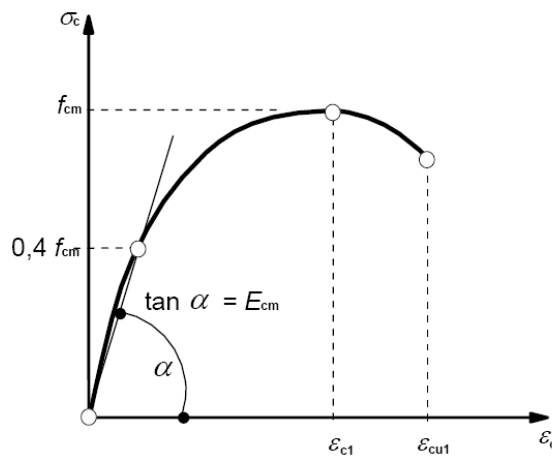


Fig. 18 – Representação esquemática da relação tensões – extensões para a análise estrutural [3]

Os valores de ϵ_{lc1} e ϵ_{lcu1} são obtidos através das seguintes expressões:

$$\epsilon_{lc1} = \frac{k \cdot f_{lcm}}{1,05 \cdot E_{cm} \cdot \eta_E} [\%] \quad (7)$$

$$\epsilon_{lcu1} = \epsilon_{lc1} [\%] \quad (8)$$

2.6.3.3.5. Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão e à tracção

Na cláusula 11.3.5 (1) do EC2 é indicado que o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão é definido por:

$$f_{lcd} = \frac{\alpha_{lcc} \cdot f_{lck}}{\gamma_c} \quad (9)$$

onde γ_c é o coeficiente parcial de segurança relativo ao betão presente no Quadro 2 do Anexo 1 da presente dissertação, e α_{lcc} é um coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada. Este coeficiente toma o valor de 1,0 no caso de betão normal (α_{cc}), e 0,85 no caso de betão leve.

O segundo ponto desta cláusula indica que o valor de cálculo da tensão de rotura à tracção é definido por:

$$f_{lctd} = \frac{\alpha_{lct} \cdot f_{lctk}}{\gamma_c} \quad (10)$$

de modo análogo à resistência à compressão, no betão normal o coeficiente α_{ct} toma o valor de 1,0, enquanto no caso do betão leve o coeficiente α_{lct} toma o valor de 0,85.

2.6.3.3.6 Relações tensões – extensões para o cálculo de secções

Tal como prescrito na cláusula 11.3.6 (1) do EC2, para o betão leve os valores de ϵ_{c2} e ϵ_{cu2} da Fig. 19, devem ser substituídos pelos valores de ϵ_{lc2} e ϵ_{lcu2} constantes no Quadro 2 da presente dissertação.

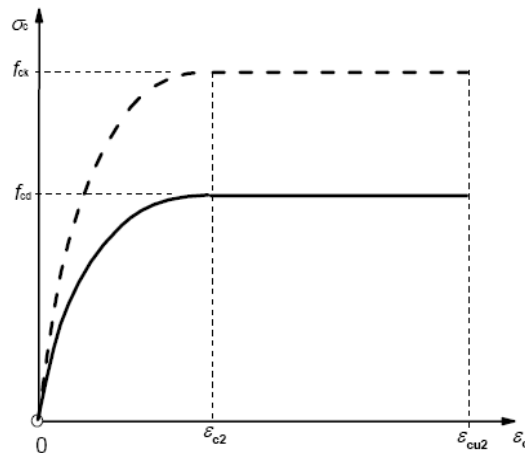


Fig. 19 – Diagrama parábola – rectângulo para o betão à compressão [3]

De igual modo, os valores ϵ_{c3} e ϵ_{cu3} do gráfico da Fig. 20 devem ser substituídos pelos valores de ϵ_{lc3} e ϵ_{lcu3} dados no Quadro 2 da presente dissertação.

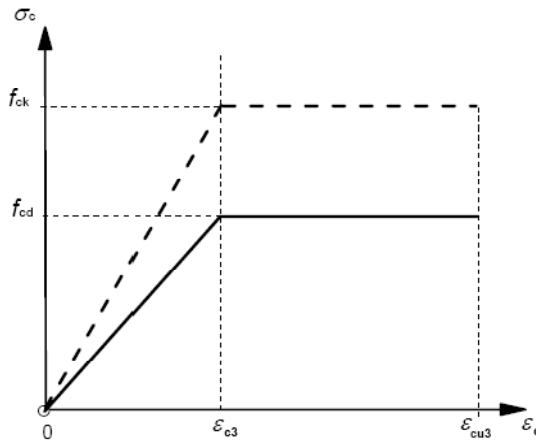


Fig. 20 – Diagrama bilinear de tensões – extensões [3]

2.6.3.3.7. Betão cintado

Segundo a cláusula 11.3.7. (1) do EC2, na ausência de dados mais precisos, pode utilizar-se a relação de tensões - extensões representada na Fig. 21, com os valores característicos das resistências e das extensões majorados através das seguintes expressões:

$$f_{lck,c} = f_{lck} \left(1,0 + \frac{k \cdot \sigma_2}{f_{lck}} \right) \quad (11)$$

$$\epsilon_{lc2,c} = \epsilon_{lc2} \left(\frac{f_{lck,c}}{f_{lck}} \right)^2 \quad (12)$$

$$\epsilon_{lcu2,c} = \epsilon_{lcu2} + 0,2 \frac{\sigma_2}{f_{lck}} \quad (13)$$

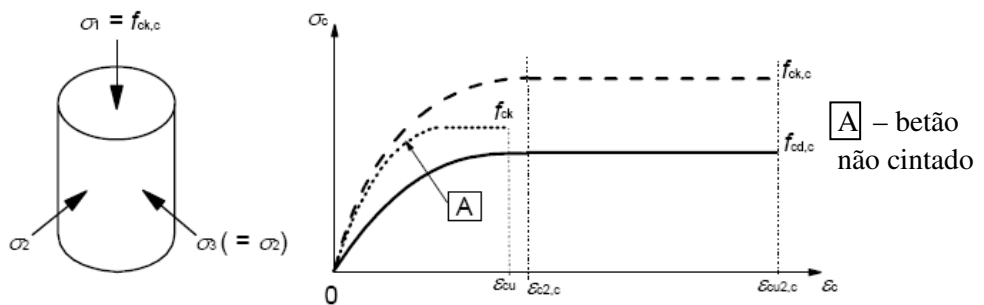


Fig. 21 – Relação tensão – extensões para betão cintado [3]

O valor de k a utilizar em Portugal é:

- 1,1 para betão leve com areia como agregado fino;
- 1,0 para betão leve contendo exclusivamente agregados leves (finos e grossos).

O valor de σ_2 ($=\sigma_3$) corresponde à tensão efectiva de compressão lateral no estado limite último devido à cintagem. Os valores de ϵ_{lc2} e ϵ_{lcu2} foram referenciados na cláusula 2.6.3.3.6. da presente dissertação.

2.6.3.4. Durabilidade e recobrimento das armaduras

Na Cláusula 11.4.1 (1) do EC2 é indicado que para o betão leve podem utilizar-se as mesmas classes de exposição indicativas do betão de massa volúmica normal definidas na Fig. 1 do Anexo 1 da presente dissertação.

Na cláusula 11.4.2 (1)P do EC2 é indicado que para o betão leve, os valores do recobrimento mínimo das armaduras dados no Quadro 3 do Anexo 1 da presente dissertação, devem ser aumentados 5 mm.

2.6.3.5. Análise estrutural

A nota da cláusula 11.5.1 do EC2 indica que para o betão leve, os valores de $\theta_{plástico}$, da Fig. 22, devem ser multiplicados por um factor:

$$\frac{\varepsilon_{lcu2}}{\varepsilon_{cu2}} \quad (14)$$

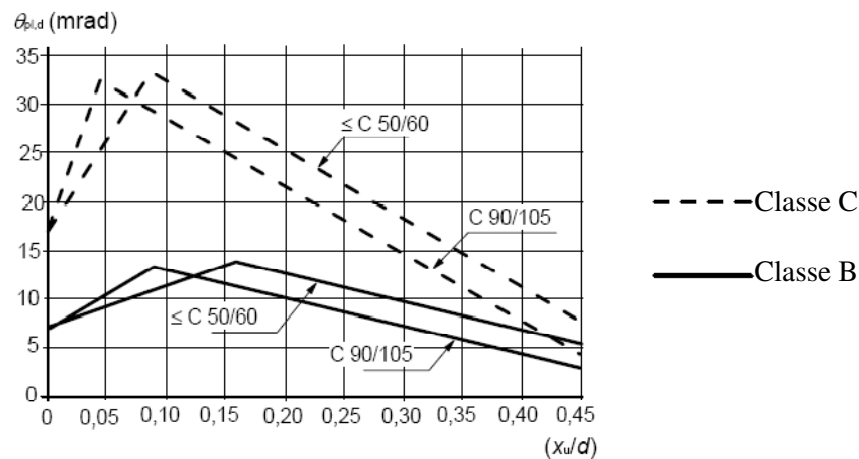


Fig. 22 – Valor básico da rotação admissível de secções de betão armado para armaduras das Classes B e C [3]

A variável $\theta_{pl,d}$ representa o valor básico da rotação admissível.

2.6.3.6. Estados limites últimos

2.6.3.6.1. Elementos que não necessitam de armadura de esforço transverso

Segundo a cláusula 11.6.1 (1) do EC2, o valor de cálculo da resistência ao esforço transverso de um elemento de betão armado leve sem armadura de esforço transverso, $V_{IRd,c}$, é dado por:

$$V_{IRd,c} = \left[C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_1 f_{lck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (15)$$

em que η_1 é o coeficiente definido na cláusula 2.6.3.3.1 da presente dissertação, f_{lck} é obtido do Quadro 2 da mesma, e σ_{cp} é a tensão média de compressão na secção sob o efeito das forças axiais e do pré-esforço. Os valores de $C_{IRd,c}$, $v_{l,min}$ e k_1 dependem do país para o qual se destina o cálculo. Em Portugal os valores recomendados são: $C_{IRd,c} = 0,15/\gamma_c$, $v_{l,min} = 0,03 k^{3/2} f_{lck}^{1/2}$ e $k_1 = 0,15$. O Quadro 6 traduz os valores de $v_{l,min}$ para diferentes classes de resistência de betão e para diferentes valores de altura útil.

Quadro 6 – Valores de $v_{l,min}$ para valores dados de d e de f_{ck}

d [mm]	$v_{l,min}$ [MPa]						
	f_{ck} [MPa]						
	20	30	40	50	60	70	80
200	0,36	0,44	0,50	0,56	0,61	0,65	0,70
400	0,29	0,35	0,39	0,44	0,48	0,52	0,55
600	0,25	0,31	0,35	0,39	0,42	0,46	0,49
800	0,40	0,28	0,32	0,36	0,39	0,42	0,45
≥1000	0,22	0,27	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43

O esforço transversal V_{Ed} , calculado sem o factor de redução β (que tem em conta a existência de cargas, na face superior do elemento, junto ao apoio, ver cláusula 6.2.2 (6) do EC2), deve satisfazer sempre a seguinte condição:

$$V_{Ed} = 0,5r_1 b_w d v_l f_{lcd} \quad (16)$$

η_1 foi definido na cláusula 2.6.3.3.1. da presente dissertação e v_l é definido pela expressão:

$$v_l = 0,5\eta_1 \left(1 - \frac{f_{lck}}{250} \right) \quad (17)$$

2.6.3.6.2. Elementos que necessitam de armadura de esforço transversal

O coeficiente de redução da resistência ao esmagamento das bielas de betão corresponde ao valor de v_l e foi definido na cláusula 2.6.3.6.1. deste trabalho. Assim no caso de elementos com armaduras de esforço transversal constituída por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transversal resistente, V_{Rd} , é o menor dos seguintes valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (18)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_l \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (19)$$

onde:

- A_{sw} – área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;
- s – espaçamento dos estribos;
- f_{ywd} – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
- α_{cw} – é um coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido (toma o valor de 1 para estruturas não pré-esforçadas).

2.6.3.6.3. Torção

De acordo com o EC2, o valor de cálculo do momento torsor resistente em elementos de betão leve é dado pela seguinte expressão:

$$T_{Rd,max} = 2v_l \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta \quad (20)$$

em que:

- A_k – é a área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas;
- $T_{ef,i}$ – espessura eficaz da parede (ver 6.3.2 (1) do EC2).

2.6.3.6.4. Punçoamento

Na cláusula 11.6.4.1 (1) do EC2 é indicado que a resistência ao punçoamento de uma laje de betão leve sem armaduras de esforço transversal, é dada por:

$$v_{IRd,c} = C_{IRd,c} k \eta_l (100 p_l f_{lck})^{1/3} + k_2 \sigma_{cp} \geq (\eta_l v_{l,min} + k_2 \sigma_{cp}) \quad (21)$$

O valor de k_2 a utilizar num determinado país é dado no Anexo Nacional. Em Portugal o valor recomendado é 0,08.

Na cláusula 11.6.4.1 (2) do EC2 é indicado que a resistência ao punçoamento de sapatas de pilares de betão leve sem armaduras de esforço transversal é dada por:

$$v_{IRd,c} = C_{IRd,c} \eta_l k (100 p_l f_{lck})^{1/3} 2 \frac{d}{a} \geq \eta_l v_{l,min} 2 \frac{d}{a} \quad (22)$$

Quando são necessárias armaduras de esforço transversal, a resistência ao punçoamento é dada por:

$$v_{IRd,cs} = 0,75 v_{IRd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) \left(\frac{1}{u_1 d} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \sin \alpha \quad (23)$$

em que $v_{IRd,c}$ é definido pela expressão (21) ou (22) consoante se trate de lajes ou sapatas respectivamente, s_r é o espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento (mm) e u_1 é o primeiro perímetro de controlo.

Na vizinhança do pilar, a resistência ao punçoamento é limitada a:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{IRd,max} = 0,5 v_l f_{lcd} \quad (24)$$

2.6.3.6.5. Áreas sujeitas a forças concentradas

Tal como indicado na cláusula 11.6.5 (1) do EC2, se ocorrer o caso de uma distribuição uniforme das forças numa área A_{c0} , indicada na Fig. 23, o valor limite da força concentrada pode ser determinado pela expressão:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{lcd} \cdot \left[\frac{A_{c1}}{A_{c0}} \right]^{\frac{p}{4400}} \leq 3,0 \cdot f_{lcd} \cdot A_{c0} \cdot \left(\frac{p}{2200} \right) \quad (25)$$

Onde A_{c0} representa a área carregada e A_{c1} a maior área de distribuição de cálculo homotética de A_{c0} .

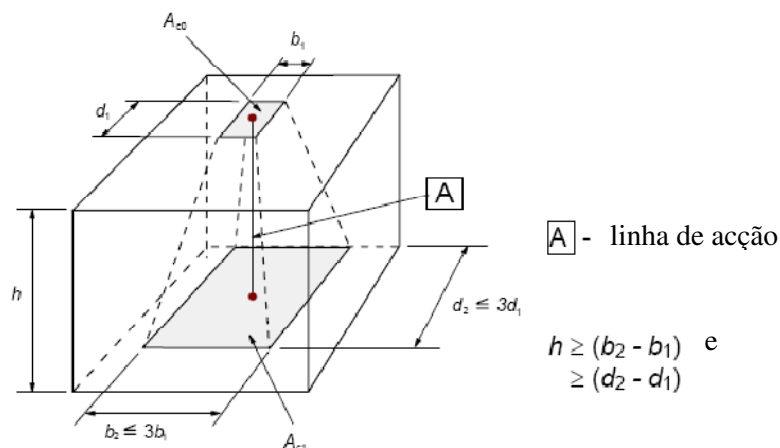


Fig. 23 – Distribuição de tensões para áreas sujeitas a forças concentradas [3]

2.6.3.6.6. Fadiga

Na cláusula 11.6.6 (1) do EC2 é indicado que é necessário uma análise especial para a verificação em relação à fadiga de elementos fabricados com betão leve, e que para tal deve-se consultar a Aprovação Técnica Europeia.

2.6.3.7. Estados limites de utilização

A cláusula 11.7 (1)P do EC2 cita que no caso de betões leves, os valores de base da razão vão/altura útil relativos a elementos de betão armado sem compressão axial, expostos no Quadro 12 da presente dissertação, devem ser reduzidos pela aplicação do coeficiente $\eta_E^{0,15}$. No Quadro 7 estão apresentados os valores deste coeficiente para as várias classes de massa volúmica.

Quadro 7 – Coeficientes de redução da relação vão/altura útil

Classe de massa volúmica	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Massa volúmica [kg/m ³]	1150	1350	1550	1750	1950	2150
η_E	0,21	0,30	0,40	0,53	0,67	0,83
$\eta_E^{0,15}$	0,79	0,83	0,87	0,91	0,94	0,97

2.6.3.8. Disposições relativas a armaduras

2.6.3.8.1. Diâmetros admissíveis dos mandris para varões dobrados

Tal como prescrito no EC2, para o betão leve, os diâmetros dos mandris para o betão de massa volúmica normal indicados na cláusula 8.3 do EC2 para evitar o destacamento do betão nos cotovelos, ganchos e laços, devem ser aumentados de 50%.

2.6.3.8.2. Tensão de rotura da aderência

Na cláusula 11.8.2 (1) do EC2 é indicado que o valor de cálculo da tensão de rotura da aderência dos varões em betão leve pode ser calculado através da expressão:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{lctd} \quad (26)$$

$$f_{lctd} = \frac{f_{lctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (27)$$

Os valores de η_1 e η_2 não têm qualquer relação com os valores definidos na cláusula 2.6.3.2 deste trabalho, para os quais se aconselha a consulta da cláusula 8.4.2 (2) do EC2. Os valores de $f_{lctk,0,05}$ são dados no Quadro 2 da presente dissertação.

2.6.3.9. Disposições construtivas e regras particulares

A cláusula 11.9 (1) do EC2 indica que o diâmetro dos varões embebidos no betão leve não deve normalmente ser superior a 32 mm. Além disso, os agrupamentos de varões não devem ser constituídos por mais de dois varões, não devendo o diâmetro equivalente ser superior a 45 mm.

3

ESTUDO COMPARATIVO DE LAJES EXECUTADAS COM BETÃO LEVE OU BETÃO NORMAL

3.1. INTRODUÇÃO

Como anteriormente foi referido, o betão leve pode ser empregue nas estruturas apresentando algumas vantagens sobre o betão normal.

O presente capítulo apresenta o estudo comparativo envolvendo o dimensionamento de lajes com recurso a betão leve e a betão de densidade normal. Esta análise aborda as quantidades de material (betão e aço) utilizadas nos dois casos, bem como uma análise económica das duas soluções.

3.2. LAJES DE BETÃO ARMADO

Designam-se por lajes, elementos laminares, normalmente planos, com grandes dimensões em planta e pequena espessura ($h < l/10$) sujeitas a acções dirigidas principalmente na normal ao plano médio. Geralmente a espessura das lajes é mais influenciada pelas condições de estado limite de serviço, como as que se referem aos problemas de deformação (flechas com paredes de enchimento e revestimentos frágeis), do que pelas condições de segurança em estado limite último. As lajes são elementos estruturais constituintes dos pavimentos e coberturas dos edifícios e que fazem parte dos tabuleiros das pontes e viadutos.

A classificação das lajes pode ser realizada com base em vários critérios a seguir apresentados:

- 1 Constituição
 - Lajes maciças
 - Lajes aligeiradas
 - Lajes de vigotas pré-esforçadas
 - Lajes de pranchas alveoladas (pré-tensionadas)
- 2 Condições de apoio
 - Lajes vigadas – apoiadas em vigas
 - Lajes fungiformes – apoiadas directamente em pilares e paredes
 - Lajes de fundação – apoiadas em meio deformável (exemplo: solo)
- 3 Comportamento à flexão

- Lajes armadas numa direcção – comportamento unidireccional ($l_x \geq 2l_y$)
 - Lajes armadas em cruz – comportamento bidireccional ($l_x \leq 2l_y$)
- 4 Comportamento ao esforço transverso
- Laje fina - $h \ll l/10$
 - Laje espessa – $h > l/10$
- 5 Modo de fabrico
- Betonadas “in situ”
 - Pré-fabricadas – totalmente (lajes alveoladas) ou parcialmente (pré-lajes)

3.3. ASPECTOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

3.3.1. MATERIAIS

3.3.1.1. Aço

O aço escolhido para as armaduras das lajes dimensionadas e detalhadas na secção 3.4 da presente dissertação foi o S500. O Quadro 8 resume as principais características deste material.

Quadro 8 – Aço S500

Aço S500	
f_{yk} [MPa]	500
γ_s	1,15
f_{yd} [MPa]	434,8
E_s [GPa]	200

3.3.1.2. Betão de densidade normal

O betão de densidade normal adoptado para o dimensionamento foi o da classe de resistência C20/25. Tal como para o aço, o Quadro 9 resume com as principais características deste material.

Quadro 9 – Betão C20/25

Betão C20/25	
Massa Volúmica [Kg/m^3]	2500
f_{ck} [MPa]	20
γ_c	1,5
f_{cd} [MPa]	13,33
E_{cm} [GPa]	30

3.3.1.3. Betão leve

No dimensionamento das lajes com recurso a betão leve foram estudadas três classes diferentes de massa volúmica deste material com a mesma classe de resistência. A fim de se poder obter resultados passíveis de serem comparáveis com os resultados obtidos para as lajes de betão normal, a classe de resistência utilizada foi a, LC20/22. As classes de massa volúmica escolhidas foram 1.2, 1.4 e 1.6. O Quadro 10 apresenta as principais características destes betões. Os gráficos da Fig. 24 traduzem a evolução da resistência à tracção e do módulo de elasticidade em função da massa volúmica, para o betão da classe de resistência escolhido.

Quadro 10 – Características dos betões leves

LC20/22			
Grandeza	Classe 1.2	Classe 1.4	Classe 1.6
Massa Volúmica [Kg/m^3]	1350	1550	1750
ρ_{superior}	1200	1400	1600
η_1	0,73	0,78	0,84
η_E	0,30	0,40	0,53
f_{ick} [MPa]	20	20	20
γ_c	1,5	1,5	1,5
α_{icc}	0,85	0,85	0,85
f_{icd} [MPa]	11,33	11,33	11,33
E_{lcm} [Gpa]	8,91	12,13	15,85

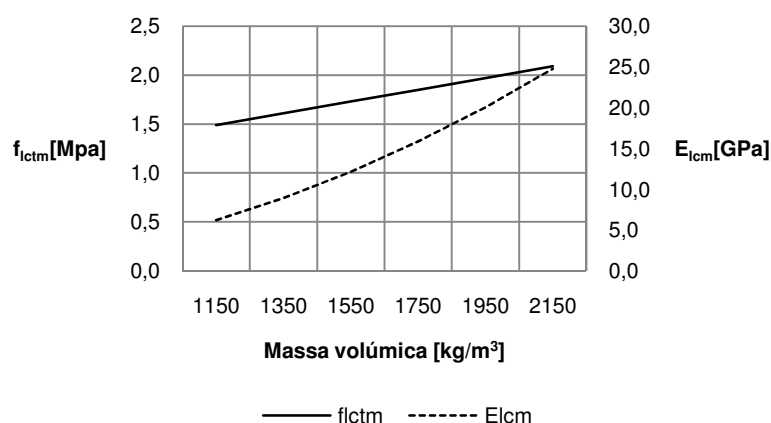


Fig. 24 – Resistência à tracção e módulo de elasticidade do betão leve LC20/22

3.3.2. ACÇÕES E COMBINAÇÕES

Para a definição das acções e respectivas combinações utilizadas no estudo recorreu-se às prescrições dos Eurocódigo 0 (EC0) [20] e Eurocódigo 1 (EC1) [21], assim como às tabelas técnicas [22]. Deste modo foram escolhidas duas categorias de utilização de pavimentos com o objectivo de alargar os

casos de dimensionamento a duas sobrecargas distintas. O Quadro 11 além da carga permanente (RCP) utilizada, indica as categorias de utilização escolhidas, bem como as respectivas sobrecargas: 3kN/m² e 5kN/m².

Quadro 11 – Valores adoptados para a carga permanente e sobrecargas

Designação				Valor	Unidades
RCP	Revestimentos + divisórias			3	kN/m ²
Sobrecarga / Categorias de utilização	Categoria B	ψ_0	0,7	3	kN/m ²
		ψ_1	0,5		
		ψ_2	0,3		
	Categoria D	ψ_0	0,7	5	kN/m ²
		ψ_1	0,7		
		ψ_2	0,6		

As combinações consideradas no estudo elaborado foram retiradas do Eurocódigo 0 [20], e apresentam-se nas expressões (25) e (26):

- Combinação fundamental – para situações de projecto persistentes ou transitórias

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (28)$$

- Combinação quase-permanente – para situações de serviço

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (29)$$

com:

- $\gamma_{G,j} = 1,35$ – coeficiente parcial relativo à acção permanente;
- $G_{k,j}$ – valor característico da acção permanente;
- $\gamma_{Q,1} = 1,5$ – coeficiente parcial relativo à acção variável;
- $Q_{k,1}$ – valor característico da acção variável de base;
- $\gamma_{Q,i} = 1,5$ – coeficiente parcial para as restantes acções variáveis;
- $Q_{k,i}$ – valor característico das restantes acções variáveis.

3.3.3. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Os resultados que se apresentam nos subcapítulos 3.4 e 3.5 da presente dissertação resultam do dimensionamento de lajes maciças simplesmente apoiadas, armadas numa direcção ou armadas em cruz. No sentido de abranger o maior número de casos possíveis, foi decidido abordar três vãos diferentes. No caso das lajes armadas numa direcção os vãos escolhidos foram de 3, 6 e 8 metros, enquanto nas lajes armadas em cruz os vãos adoptados foram de 6, 8 e 10 metros. A diferença de vãos adoptada nos dois tipos de lajes teve como finalidade tornar o cálculo o mais realista possível. Cada laje foi dimensionada, para a acção das cargas permanentes e para as duas sobrecargas diferentes, acima referidas. O pré-dimensionamento da espessura das lajes partiu dos valores base, da relação vão - altura útil, que permitem o controlo de deformação destas e que estão enunciados no Quadro 12.

Quadro 12 – Valores básicos de relação vão/altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão [3]

Sistema estrutural	k	Betão fortemente solicitado ($\rho=1,5\%$)	Betão levemente solicitado ($\rho=0,5\%$)
Laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções	1,0	14	20
Vão extremo de uma laje contínua armada numa ou em duas direcções	1,3	18	26
Vão interior de uma laje armada numa ou em duas direcções	1,5	20	30
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (fungiformes)	1,2	17	24
Consola	0,4	6	8

No sentido de encontrar a melhor solução para cada laje, foram estudadas várias espessuras para cada laje. Os critérios utilizados para escolher a espessura óptima de cada laje centraram-se na verificação das condições de segurança para a combinação fundamental, na satisfação dos critérios de utilização, garantindo que uma das condições (30) ou (31) era respeitada, e no critério de economia e eficiência, adoptando sempre que possível um valor de momento reduzido (μ) compreendido entre 0,1 e 0,15. Assim, para todas as tentativas efectuadas, foram aplicados todos os critérios enunciados e só depois foi escolhida a melhor solução.

$$\frac{1}{d} = k \frac{310}{\sigma_s} \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right]; \rho \leq \rho_0 \quad (30)$$

$$\frac{1}{d} = k \frac{310}{\sigma_s} \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right]; \rho > \rho_0 \quad (31)$$

em que:

- $1/d$ é o valor limite da relação vão/altura útil;
- k é o coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais, definido no quadro 11;
- ρ_0 é a taxa de armaduras de referência $= \sqrt{f_{ck}} 10^{-3}$;
- ρ é a taxa de armaduras de tracção necessária a meio vão para equilibrar o momento devido às acções de cálculo (no apoio no caso de uma consola);
- ρ' é a taxa de armaduras de compressão necessária a meio vão para equilibrar o momento devido às acções de cálculo (no apoio no caso de uma consola);
- f_{ck} em MPa;
- σ_s é a tensão de tracção no aço a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para as acções de cálculo no estado limite de utilização.

3.4. DIMENSIONAMENTO DE LAJES ARMADAS NUMA DIRECÇÃO

Após a aplicação dos critérios atrás enunciados, foi possível obter as espessuras de lajes e as armaduras para os diferentes tipos de vãos.

3.4.1. RESULTADOS

Para uma mais fácil interpretação dos resultados obtidos, apresentam-se de seguida um conjunto de gráficos com os principais parâmetros retirados do dimensionamento das lajes armadas numa direcção. A cada gráfico está associado um pequeno comentário que facilita a sua interpretação. A título de exemplo, e para não sobrecarregar o presente trabalho com muitos quadros e cálculos, o Anexo 2 da presente dissertação apresenta uma figura com os passos seguidos para dimensionar uma laje de betão normal e outra de betão leve.

3.4.1.1. Pavimento com sobrecarga de 3 kN/m^2

O gráfico da Fig. 25 traduz as espessuras das lajes calculadas para a sobrecarga de 3 kN/m^2 de pavimentos. O vão de 3 metros apresenta alguma perturbação tanto na determinação da espessura dos painéis de laje como nos restantes parâmetros que a seguir se apresentam, o que levou a considerar que este vão não é passível de comparações e conclusões importantes. Relativamente aos vãos de 6 e 8 metros, verifica-se no primeiro, uma total uniformidade nas espessuras encontradas para as diferentes massas volúmicas de betão. No caso do vão de 8 metros foram encontradas duas espessuras diferentes, sendo que a maior espessura foi determinada para os dois betões com maior massa volúmica, como indicado na Fig. 25.

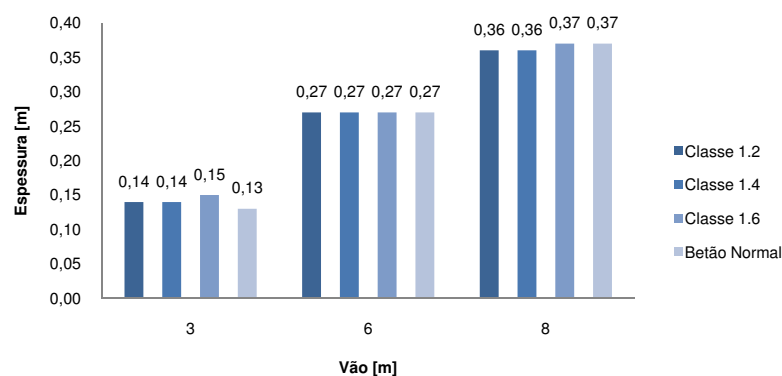


Fig. 25 – Espessura das lajes

Como foi visto na figura anterior, não existe variação significativa da espessura das lajes dentro de cada vão para os diferentes tipos de betão. Resulta desse facto que o aumento de peso próprio verificado na Fig. 26 advém exclusivamente do aumento de massa volúmica de cada tipo de betão.

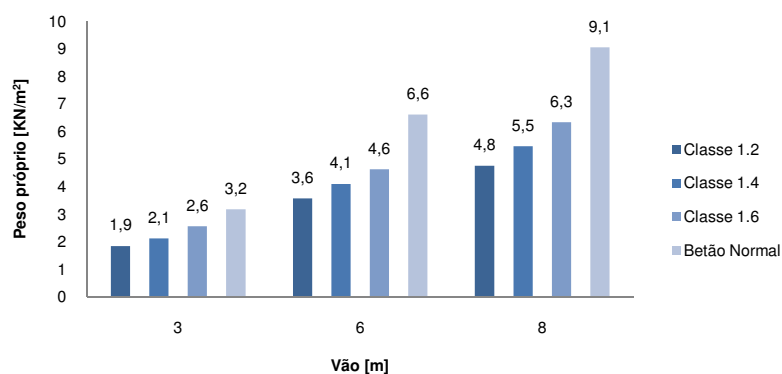


Fig. 26 – Peso próprio

Atrás foi referido que o vão menor apresenta algumas perturbações nas conclusões retiradas deste estudo. O mesmo acontece com as armaduras calculadas, ou seja, enquanto nos vão de 6 e 8 metros as armaduras foram condicionadas pelo carregamento em estado limite último, no caso do menor vão, estas foram condicionadas pelas prescrições regulamentares relativas ao controlo de deformação com excepção da classe de massa volúmica 1.6 que também foi condicionada pelo estado limite último. Fica assim explicado a discrepância de valores de aço verificada no vão de 3 metros. No Anexo 3 da presente dissertação é possível observar-se a baixa tensão que a armadura assume quando condicionada pelas condições de utilização. O gradual aumento de armaduras calculadas para cada um dos vãos de 6 e 8 metros (Fig. 27), está em correspondência com o gradual aumento de carga proveniente do gradual aumento de peso próprio.

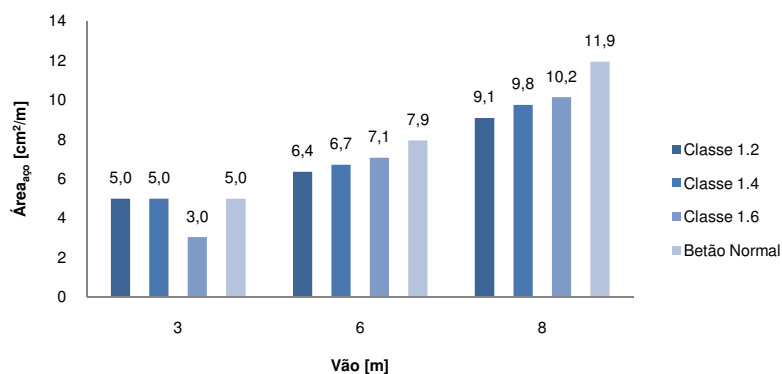


Fig. 27 – Área de aço

O preço do betão leve é cerca de 40 a 50% mais elevado que o betão de massa volúmica normal. No entanto este aumento de preço do betão leve varia com a classe de resistência e com a classe de massa volúmica, isto é, para uma determinada classe de resistência, quanto menor for a classe de massa volúmica, maior é o preço unitário do betão. Para não sobrecarregar a análise de muitas variáveis, fixou-se o preço do betão leve em 90€/m³, considerando-se este valor representativo, ou seja, cerca de 40% mais caro que o betão normal que foi fixado em 65€/m³.

Analisando o gráfico da Fig. 28 verifica-se que as lajes constituídas por betão normal apresentam um custo inferior àquele observado nas lajes de betão leve. Esta discrepância de custos deve-se à diferença

de preços dos dois materiais. Dentro de um determinado vão, o custo do betão da laje constituída por betão normal é cerca de 70% do custo verificado no caso da laje de betão leve.

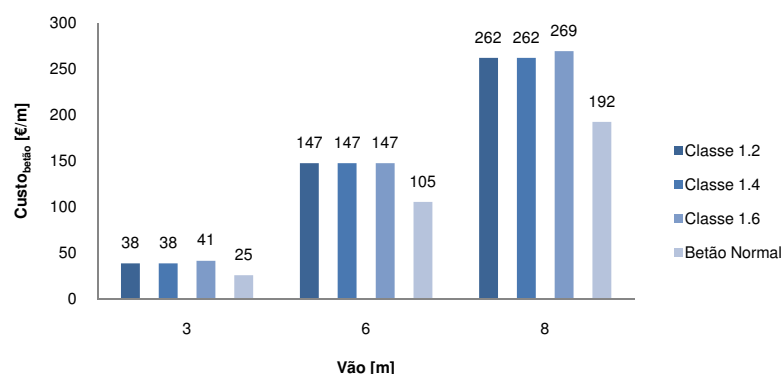


Fig. 28 – Custo de betão

O preço das armaduras para betão armado varia com o diâmetro do varão utilizado. Como este estudo foi efectuado com base nos valores calculados de armaduras (não foram definidas armaduras efectivas de execução), considerou-se apenas um único preço para as mesmas. Assim, e depois de analisar um preço comercial de armaduras, decidiu-se fixar o preço destas em 600€/ton. Os resultados observados no gráfico da Fig. 29 apresentam a mesma variação daqueles observados no gráfico da Fig. 27 referente à área de aço calculada, ou seja, como o preço das armaduras é único, o gráfico da Fig. 29 é análogo ao da Fig. 27. Assim verifica-se um acréscimo no custo de aço nas lajes de betão normal de 10 a 15 %, relativamente às lajes de betão leve.

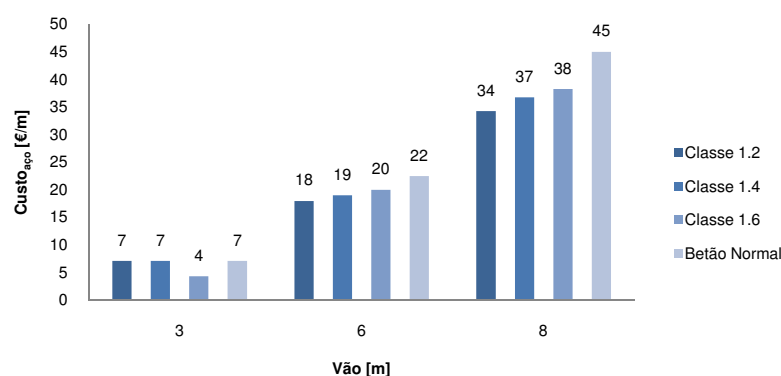


Fig. 29 – Custo de aço

O custo total resulta do somatório do custo de aço e do custo de betão. Uma vez que existem custos fixos que não dependem do tipo de betão (por exemplo: mão de obra, cofragem, equipamentos de betonagem e vibração), estes não foram considerados no cálculo do custo total, pois afectariam todas as lajes do mesmo modo. Desta maneira verifica-se no gráfico da Fig. 30 que o custo total das lajes de betão normal é cerca de 25% mais baixo que o preço das lajes de betão leve. Esta diferença de preço era espectável depois de analisados os gráficos relativos aos custos de aço e betão, onde se verificou que o custo deste é mais preponderante no custo final que o preço do aço.

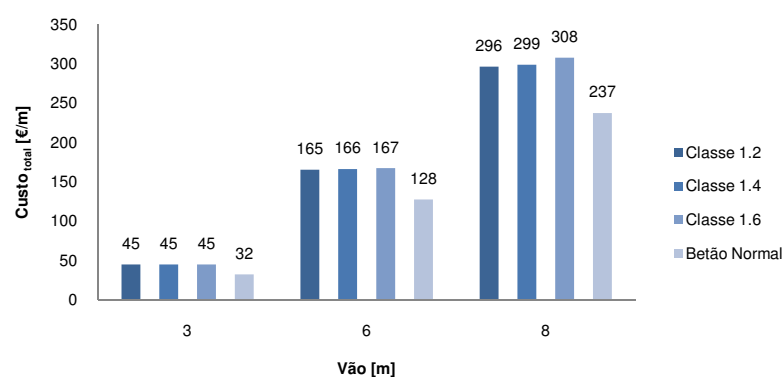


Fig. 30 – Custo total

3.4.1.2. Pavimento com sobrecarga de 5 kN/m^2

A exposição dos resultados referentes a pavimentos com 5 kN/m^2 segue os mesmos contornos daquela realizada para os pavimentos com 3 kN/m^2 .

A variação das espessuras das lajes exposta no gráfico da Fig. 31, é semelhante à verificada no caso anterior, ou seja, dentro de cada vão, a variação de espessura é praticamente nula, sofrendo alteração apenas quando se muda de vão. À semelhança do caso anterior, também aqui se percebe que o menor vão padece de alguma perturbação devido à pequena dimensão deste e aos critérios definidores da sua espessura já enunciados aquando do comentário do gráfico da Fig. 25.

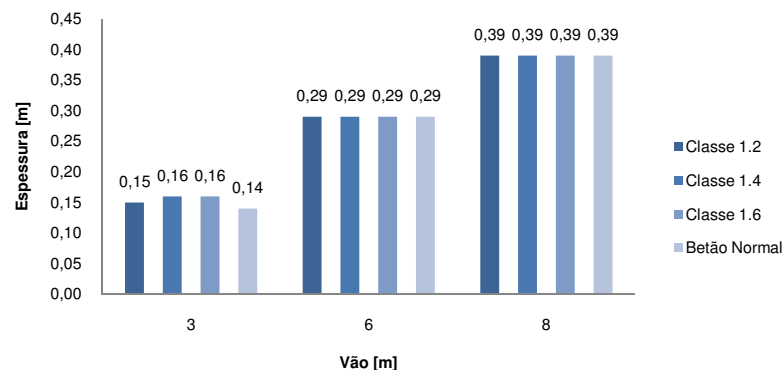


Fig. 31 – Espessura das lajes

Os comentários ao gráfico da Fig. 32 são equivalentes aos tecidos ao gráfico de Fig. 26, onde foi referido que como não havia variação de espessura dentro de vão, o gradual aumento de peso próprio se devia exclusivamente ao gradual aumento de massa volúmica das diferentes classes de betão leve do betão leve. No gráfico aqui apresentado verifica-se exactamente o mesmo cenário.

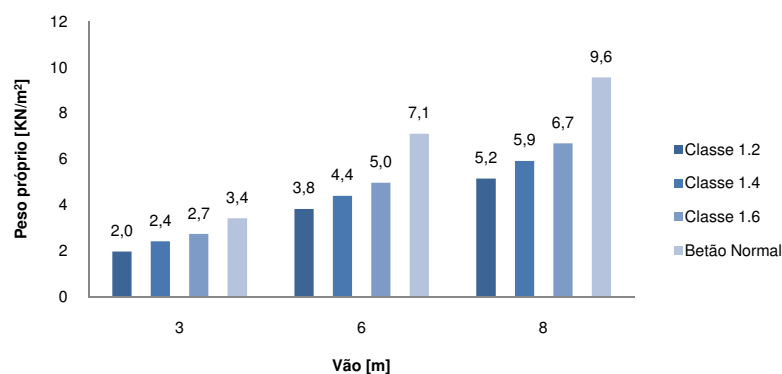


Fig. 32 – Peso próprio

A perturbação, já veemente referida anteriormente, no vão de 3 metros é também notória no gráfico da Fig. 33. Relativamente aos vãos de 6 e 8 metros, verifica-se a mesma variação de área de aço daquela observada no gráfico da Fig. 27 correspondente à sobrecarga de 3 kN/m^2 .

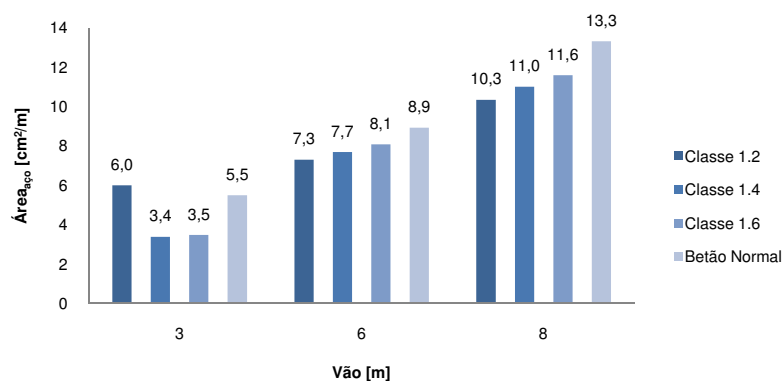


Fig. 33 – Área de aço

A variação do custo do betão apresentada no gráfico da Fig. 34 é idêntica à verificada no caso anterior, fruto das mesmas variações de espessura das lajes e dos mesmos preços de betão referenciados na discussão do gráfico da Fig. 28.

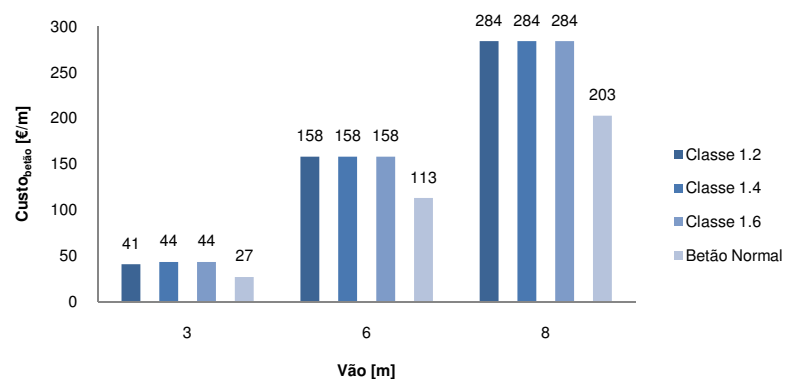


Fig. 34 – Custo de betão

No gráfico da Fig. 35 expõe-se a variação do custo de aço que é idêntica à variação das armaduras calculadas, e expostas no gráfico da Fig. 33.

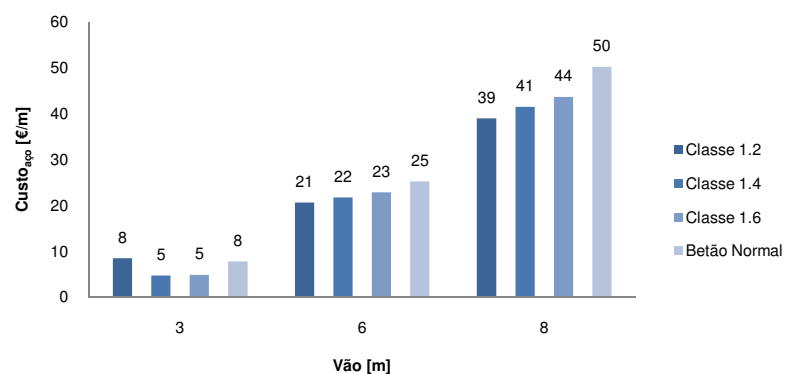


Fig. 35 – Custo de aço

Como seria de esperar, as relações do custo total verificadas no gráfico da Fig. 36 das lajes de betão leve e de betão normal, são as mesmas verificadas aquando da exposição dos resultados da sobrecarga de 3 kN/m^2 , no gráfico da Fig. 30.

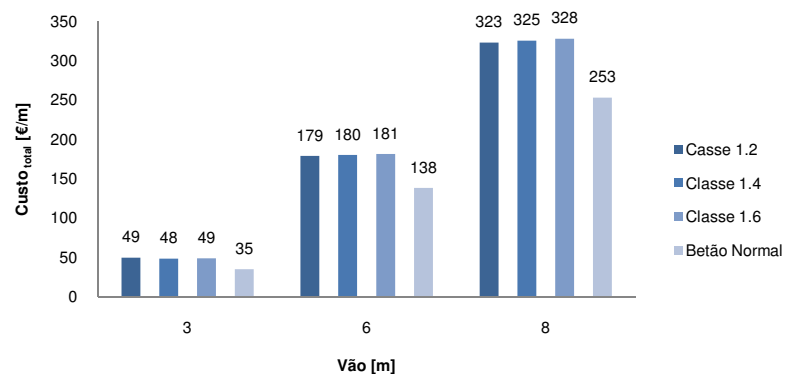


Fig. 36 – Custo total

3.4.2. CONCLUSÕES

O gráfico da Fig. 37 ilustra a variação do momento reduzido, μ , para todas as lajes armadas numa direcção.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (32)$$

No eixo horizontal estão discriminadas todas as lajes dimensionadas, ou seja, as sobrecargas de 3 (categoria B) e 5 kN/m² (categoria D) correspondem à primeira divisão das lajes consoante a intensidade desta. Dentro de cada categoria foram analisados três vãos diferentes. Por sua vez, em cada vão foram dimensionadas lajes com betão leve de três classes de massa volúmica diferentes e com betão normal. Num total foram dimensionadas 24 painéis de laje armadas numa direcção. Verifica-se através deste gráfico que o critério de economia e eficiência enunciado na cláusula 3.3.3. da presente dissertação foi cumprido, visto que o valor do momento reduzido se situa sempre do intervalo referido ($0,10 < \mu < 0,15$).

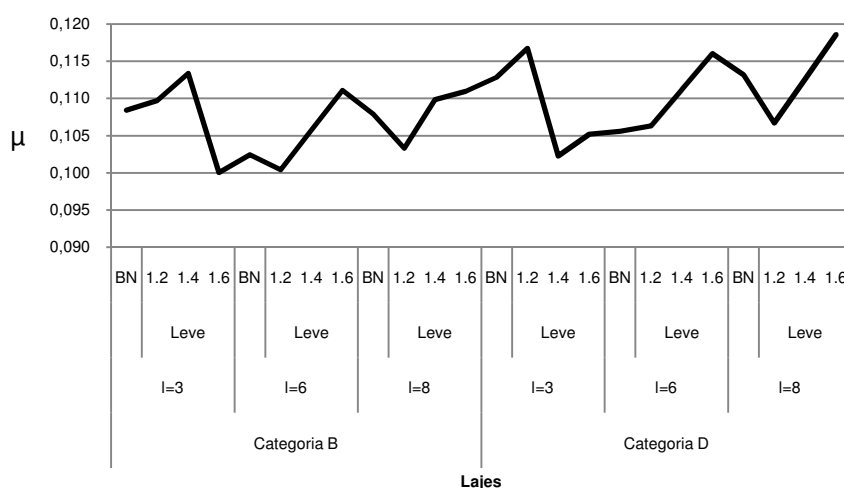


Fig. 37 – Variação do momento reduzido

Após a exposição e comentário dos resultados anteriores, é possível tecer algumas considerações acerca dos mesmos. Assim verifica-se que o betão leve não é por si só um material vantajoso quando aplicado em lajes armadas numa direcção. A elevada deformação que apresenta devido ao baixo módulo de elasticidade que acompanha a baixa massa volúmica (ver gráfico da Fig. 24) penaliza fortemente este material, principalmente em elementos tão exigentes em termos de deformação como é o caso das lajes. Um outro factor nefasto a este material é o seu elevado preço, uma vez que a obtenção de classes de resistência estruturais em betões com massas volúmicas baixas só é conseguida através do aumento significativo da dosagem de cimento na amassadura e da introdução de adjuvantes superplastificantes, de modo a ser possível reduzir a quantidade de água. Os agregados leves estruturais utilizados no fabrico deste tipo de betão são também muito caros devido ao grande consumo de energia no seu processo de fabrico. No Anexo 4 da presente dissertação apresentam-se umas possíveis composições de três betões leves.

A tentativa realizada com o aumento da intensidade da sobrecarga não acrescentou nada de novo às conclusões obtidas para a sobrecarga de 3 kN/m^2 . No Anexo 3 do presente trabalho apresentam-se duas tabelas com todos os resultados obtidos no decorrer do dimensionamento das lajes armadas numa direcção, e para as duas sobrecargas.

3.5. DIMENSIONAMENTO DE LAJES ARMADAS EM CRUZ

3.5.1. RESULTADOS

De forma análoga às lajes armadas numa direcção, apresentam-se de seguida os gráficos com os resultados do dimensionamento das lajes quadradas armadas em duas direcções. Foram também analisados três vãos distintos, mas diferentes dos anteriores de forma a tornar os cálculos o mais realistas possíveis para este tipo de lajes.

3.5.1.1. Pavimento com sobrecarga de 3 kN/m^2

O gráfico da Fig. 38 traduz as espessuras das lajes armadas em cruz dimensionadas para pavimentos com 3 kN/m^2 de sobrecarga. O vão menor apresenta total uniformidade nas lajes com os vários tipos de betão. No vão de 8 metros verifica-se que apenas as lajes com betão da classe de massa volúmica 1.2 apresentam uma espessura menor que as restantes. No vão de 10 metros a variação de espessura é ligeiramente mais acentuada, com três espessuras diferentes para o mesmo vão.

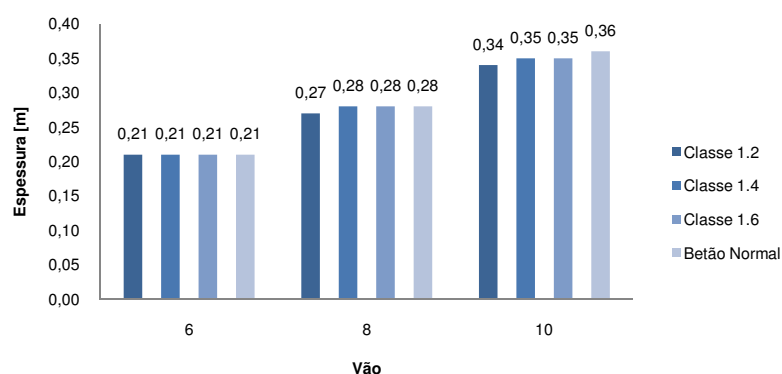


Fig. 38 – Espessura das lajes

Como as espessuras variam pouco dentro de cada tipo de vão, o peso próprio da laje depende quase exclusivamente da massa volúmica do betão utilizado. O aumento progressivo do peso próprio em cada vão, verificado no gráfico da Fig. 39 comprova esta afirmação.

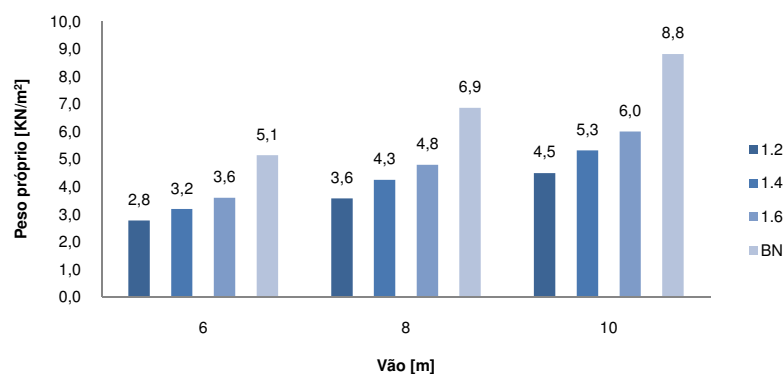


Fig. 39 – Peso próprio

Nos casos em que as armaduras calculadas são condicionadas pelo estado limite último de resistência, a variação do peso próprio da laje coincide com a variação das armaduras necessárias. Este facto explica a semelhança existente entre os gráficos das Fig. 40 e Fig. 39.

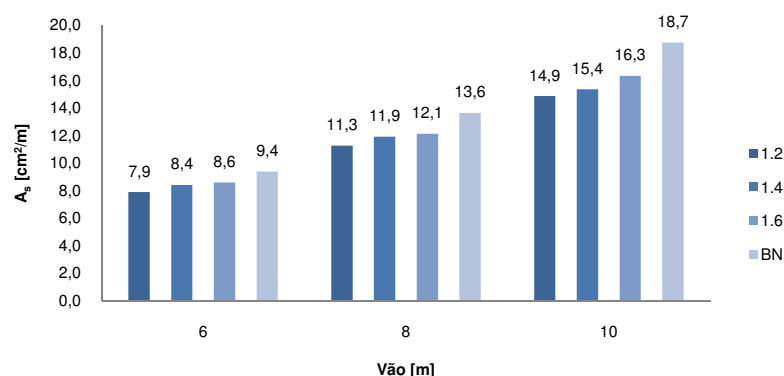


Fig. 40 – Área de aço

Os preços praticados para o betão foram os mesmos dos referenciados aquando da exposição dos resultados das lajes armadas numa direcção. Assim o preço do betão normal foi fixado em 65€/m³ enquanto o betão leve se considerou que custava cerca de 90€/m³. As discrepâncias verificadas em cada vão, no custo do betão das lajes do gráfico da Fig. 41, são reflexo da diferença de preços enunciados.

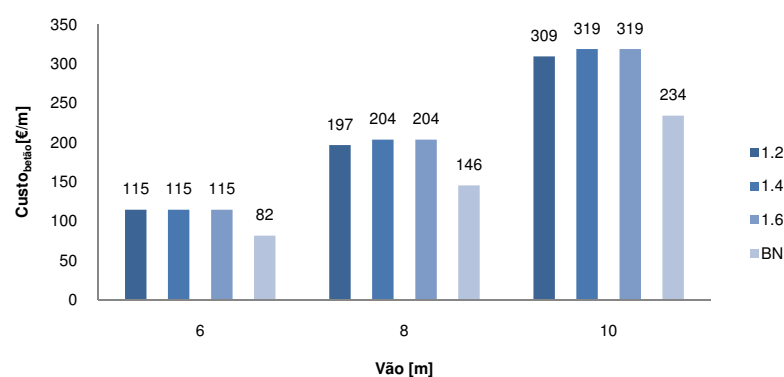


Fig. 41 – Custo de betão

O gráfico da Fig. 42 traduz o custo de aço em cada laje, e como o preço unitário deste é único, as semelhanças deste gráfico com o gráfico da Fig. 40, que traduz a área de aço calculada, eram espectáveis.

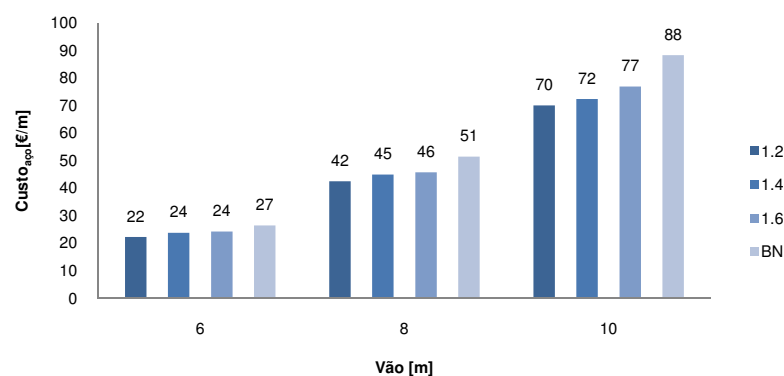


Fig. 42 – Custo de aço

Os comentários ao custo total das lajes, exposto no gráfico da Fig. 43, são em tudo idênticos aos que já foram apresentados para as lajes armadas numa direcção. Resumidamente, as lajes de betão normal apresentam um custo menor, face ao menor custo do betão normal comparativamente com o betão normal, e à elevada influência do preço do betão no custo final da laje.

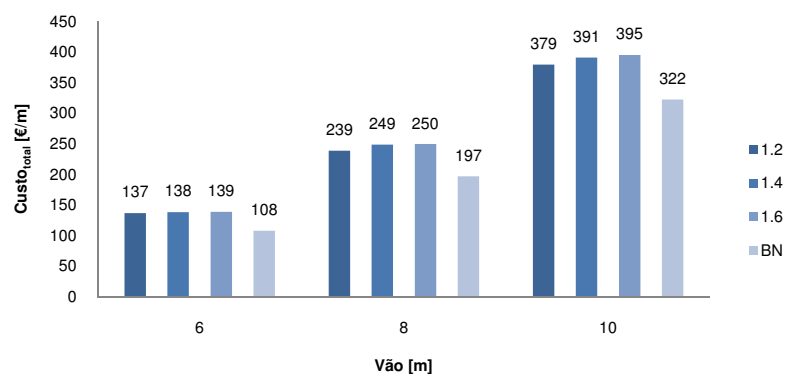


Fig. 43 – Custo total

3.5.1.2. Pavimento com sobrecarga de 5 kN/m²

Mais uma vez verifica-se que as lajes apresentam significativa uniformidade de espessuras dentro do mesmo vão, como se confirma no gráfico da Fig. 44.

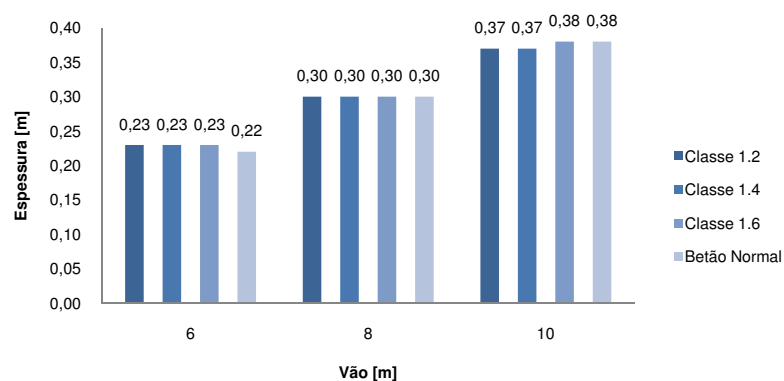


Fig. 44 – Espessura das lajes

O aumento progressivo do peso próprio das lajes verificado na Fig. 45, é fruto da uniformidade da espessura em cada vão (Fig. 44) conjugado com o aumento da massa volúmica dos vários tipos de betão.

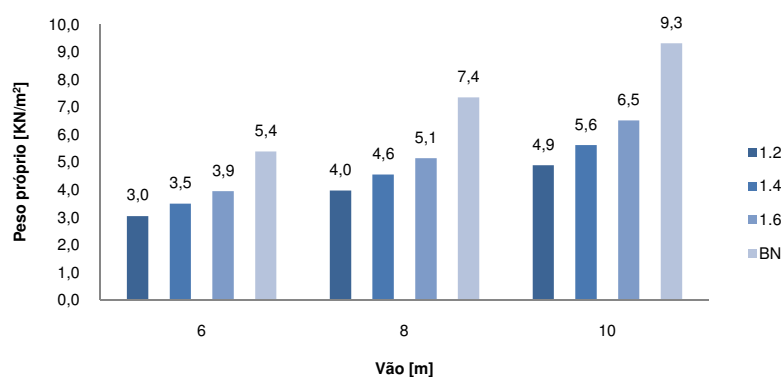


Fig. 45 – Peso próprio

O gráfico da Fig. 46 traduz a área de aço calculada. Também aqui se verifica uma semelhança entre este e o gráfico da Fig. 45 que traduz a variação do peso próprio e consequente aumento de carga. Todavia, esta relação directa entre o peso próprio e a área de aço só é válida se a armadura calculada for condicionada pelo estado limite último de resistência.

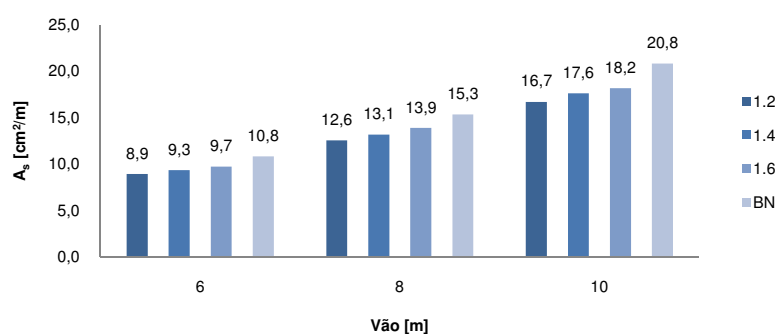


Fig. 46 – Área de aço

O menor custo unitário do betão normal comparativamente com o betão leve reflecte o menor custo do primeiro em cada vão, como se pode comprovar no gráfico da Fig. 47

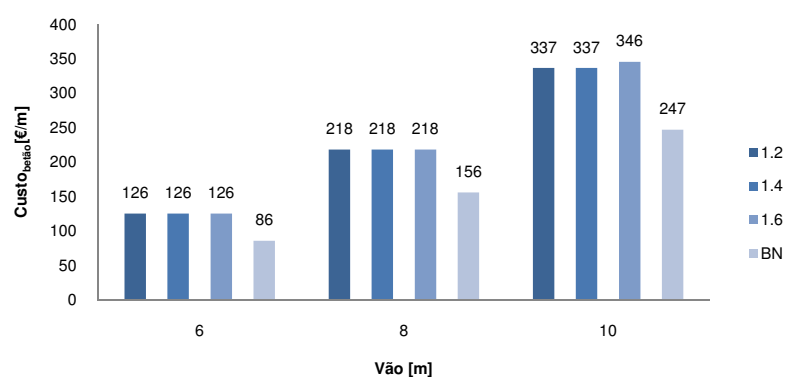


Fig. 47 – Custo de betão

A variação do custo do aço, verificada na Fig. 48, coincide com a variação da área deste exposta no gráfico da Fig. 46.

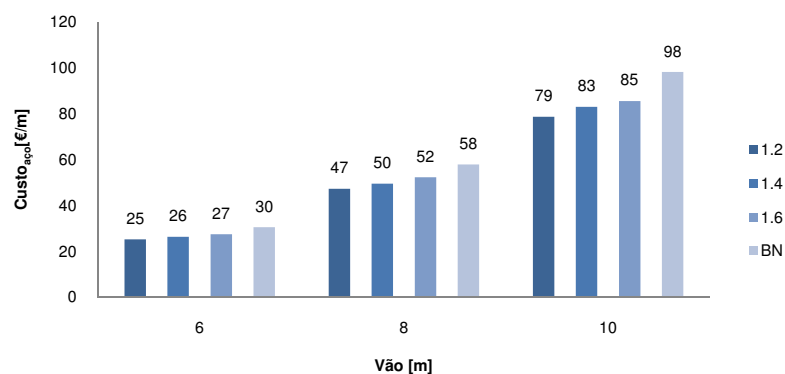


Fig. 48 – Custo de aço

Por fim, a variação do custo final verificada na Fig. 49 tem a mesma explicação das situações anteriores, ou seja, o custo final é fortemente influenciado pelo custo do betão.

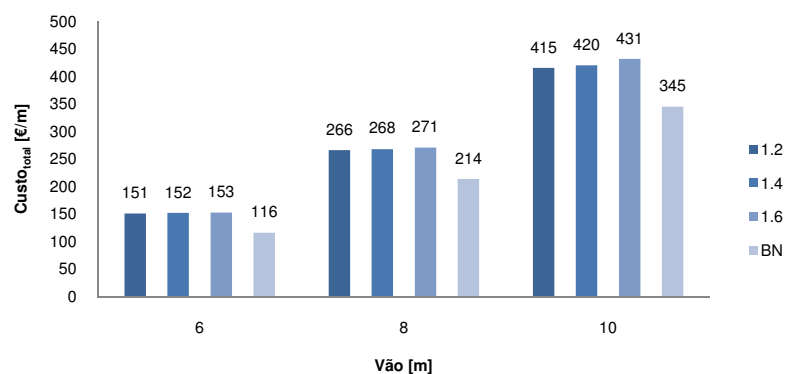


Fig. 49 – Custo total

3.5.2. CONCLUSÕES

O gráfico da Fig. 50 traduz a variação do momento reduzido para todas as lajes armadas em cruz. Como é possível observar neste gráfico, verifica-se que o critério de economia e eficiência enunciada na cláusula 3.3.3. não foi cumprido.

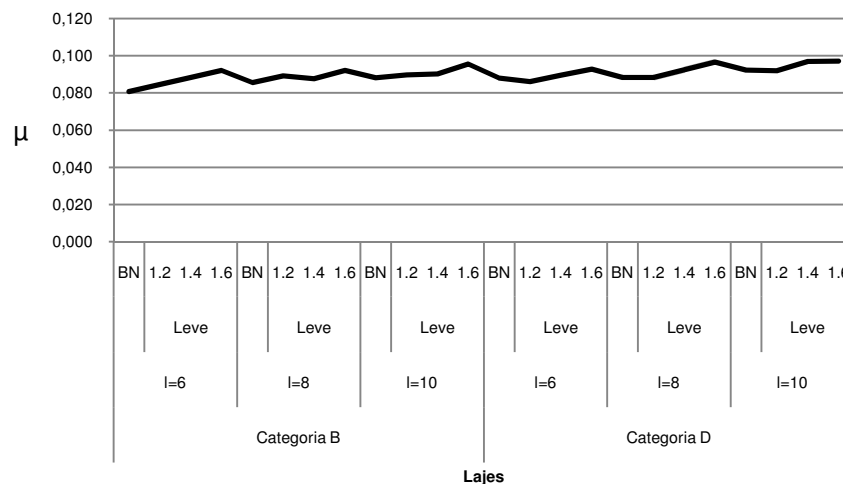


Fig. 50 - Variação do momento reduzido

A análise dos resultados do dimensionamento das lajes armadas em cruz é muito semelhante àquela que foi feita para o caso das lajes armadas numa direcção. A variação das grandezas acompanha o mesmo andamento daquele verificado em 3.4.1. da presente dissertação, com excepção da variação do momento reduzido. Nas lajes com comportamento bidireccional à flexão, para se conseguir garantir o controlo de deformação prescrito no EC2 foi necessário desrespeitar o intervalo considerado óptimo do momento reduzido, tomando estes valores sempre inferiores a 0,1. Também aqui se verifica que o betão leve não é um material totalmente vantajoso quando aplicado em lajes submetidas exclusivamente a acções verticais. Tal como no caso das lajes armadas numa direcção, consta no Anexo 3 da presente dissertação um quadro com os valores de todos os elementos, resultantes do dimensionamento das armadas em cruz.

O estudo elaborado neste capítulo permitiu concluir que a aplicação do betão leve em lajes não se traduz numa nítida vantagem face ao recurso a betão normal. Aquela que é a vantagem mais notória deste material, a redução de massa volúmica, é contrariada pela diminuição acentuada do módulo de elasticidade. Este factor, responsável pela deformação do material, prejudica fortemente o comportamento do betão leve. Assim, se avaliarmos simultaneamente a vantagem da redução da massa volúmica com a desvantagem da redução do módulo de elasticidade, obtém-se um saldo quase nulo, passível de ser confirmado com os resultados obtidos na elaboração do estudo constante neste capítulo. Verificou-se, portanto, não ser uma alternativa competitiva a substituição do betão de densidade normal por um betão de densidade baixa, em elementos estruturais do tipo laje, submetidos a acções verticais.

4

ANÁLISE SÍSMICA E DIMENSIONAMENTO SUMÁRIO DE UM EDIFÍCIO EXECUTADO COM BETÃO LEVE E BETÃO NORMAL

4.1. INTRODUÇÃO

Como foi concluído no capítulo anterior, a aplicação de betão leve em lajes submetidas a acções verticais não evidenciou uma clara vantagem. Nesse sentido, surgiu a motivação de realizar um estudo, envolvendo a aplicação do betão leve em estruturas, mas sujeitas a acções horizontais. Deste modo, o presente capítulo centra-se no estudo de um edifício, executado com betão normal ou com betão leve sujeito à acção sísmica. Não foi objecto deste estudo a análise sísmica pormenorizada de um edifício, nem tão pouco a aplicação exaustiva das prescrições regulamentares constantes no Eurocódigo 8. Pretendeu-se apenas estudar a resposta à acção sísmica de um edifício cujos elementos estruturais são constituídos por betão normal ou por betão leve, explorando a baixa densidade deste quando sujeito a uma aceleração sísmica. Desta forma pretendeu-se analisar os esforços de cada solução construtiva, tentando estudar a competitividade da aplicação do betão leve nestas circunstâncias.

O Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas para Resistência Sísmica (EN 1998 [7], vulgarmente conhecido por EC8) aborda o dimensionamento e construção de edifícios, bem como outras obras de engenharia. Servindo de complemento aos restantes eurocódigos, o EC8, e ao contrário da actual regulamentação nacional, trata a acção sísmica de uma forma isolada, não sendo considerada em conjunto com as restantes acções, fruto da diferente relevância que o dimensionamento sísmico tem nos diferentes países da União Europeia. O Eurocódigo 8 é constituído pelas partes apresentadas no Quadro 13.

Quadro 13 – Partes do EC8

Parte do Eurocódigo 8	Título
1	Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios
2	Pontes
3	Avaliação e reforço de edifícios
4	Silos, reservatórios e condutas enterradas
5	Fundações, estruturas de contenção e aspectos geotécnicos
6	Torres, Mastros e chaminés

A Parte 1 do EC8 descreve as prescrições relativas a edifícios, referindo-se também às regras relativas a exigências de desempenho, definição da acção sísmica, tipos de procedimentos para a análise, conceitos gerais e regras a serem adoptadas por todas as estruturas além dos edifícios. Nesta parte do EC8 são tratados separadamente, em várias secções, as regras de dimensionamento e pormenorização de edifícios consoante o tipo de material estrutural adoptado (betão, aço, misto aço-betão, madeira e alvenaria). Uma vez que o âmbito deste trabalho se limita a um edifício de betão armado, apenas serão aplicadas as secções de 1 a 5 do Quadro 14, que descreve a constituição da Parte 1 do EC8.

Quadro 14 – Secções da Parte 1 do EC8

Secção	Título da secção
1	Domínio de aplicação e conteúdo
2	Exigências de desempenho e critérios de verificação
3	Definição da acção sísmica
4	Regras gerais referentes a edifícios
5	Regras específicas para edifícios de betão armado
6	Regras específicas para edifícios de aço
7	Regras específicas para edifícios mistos aço-betão
8	Regras específicas para edifícios em madeira
9	Regras específicas para edifícios de alvenaria
10	Isolamento de base

4.2. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO

O objectivo do projecto de Resistência Sísmica de acordo com o EC8 é o de, na eventualidade da ocorrência de sismos, proteger as vidas humanas, limitar os danos materiais e assegurar a manutenção em funcionamento das instalações da protecção civil importantes. A cláusula 2.1 do EC8 estabelece dois níveis de verificação sísmica que são materializados nas duas seguintes exigências fundamentais de desempenho que as estruturas devem cumprir:

- Exigência de não colapso: sob a acção de um evento sísmico raro, as estruturas não devem colapsar. Esta exigência destina-se essencialmente a proteger as vidas humanas dos efeitos de colapsos globais ou parciais. Assim, é exigido que as estruturas mantenham a sua integridade e uma capacidade mínima de suporte das cargas gravíticas durante e após a ocorrência do sismo. Admite-se que os danos estruturais possam ser muito significativos, ao ponto de a recuperação posterior da estrutura não ser economicamente viável, mas a estrutura não deve de facto entrar em colapso.
- Exigência de limitação de danos: sob a acção de um evento sísmico relativamente frequente, os danos nas construções devem ser limitados. Esta exigência destina-se essencialmente a reduzir as perdas económicas. Está-lhe subjacente o objectivo de evitar os danos estruturais e de limitar os danos não estruturais a situações de reparação rápida

(de forma a reduzir perdas indirectas devido a limitações de uso) e económica (custos directos).

Estas duas exigências devem ser satisfeitas pelas estruturas para dois níveis de acção sísmica, ou seja, para acções sísmicas com diferente probabilidade de ocorrência durante o período de referência do edifício em causa (para edifícios correntes normalmente admite-se 50 anos) [23].

A acção sísmica de projecto (designação do EC8) é aquela para a qual deve ser verificada a exigência de não-colapso nas estruturas. A definição desta acção, ou a probabilidade de excedência num determinado período, cai no âmbito do Anexo Nacional de cada país. No sentido de considerar a importância relativa de diferentes tipos de estrutura, o EC8 prescreve diferentes períodos de retorno, consoante a importância da estrutura. Deste modo o valor recomendado no EC8 para os casos correntes é de 10 % de probabilidade em 50 anos, ou seja, esta acção apresenta um período de retorno de 475 anos. O EC8 diferencia a importância das estruturas através do conceito de classes de importância das construções, sendo cada uma delas caracterizado pelo respectivo valor do coeficiente de importância γ_1 . Assim, de acordo com a cláusula 4.2.5 (4) do EC8, existem 4 classes de importância em edifícios apresentadas no Quadro 15.

Quadro 15 – Classes de importância de edifícios

Classe de importância	Tipo de edifício
I	Edifício de importância reduzida para a segurança de pessoas, por exemplo edifícios agrícolas
II	Edifícios correntes, não pertencendo a outras categorias
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em conta as consequências do seu colapso, por exemplo escolas, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios de importância vital para a protecção civil, por exemplo, hospitais, quartéis de bombeiros, centrais de geração de energia, etc.

O Quadro 16 traduz os valores do coeficiente de importância a adoptar consoante a classe de importância do edifício e o tipo de acção sísmica considerada. Mais a frente, encontra-se a definição detalhada dos dois tipos de acção sísmica.

Quadro 16 – Coeficientes de importância, γ_1

Classe de importância	Acção sísmica afastada	Acção sísmica próxima	
		Continente	Açores
I	0,6	0,8	0,8
II	1	1	1
III	1,6	1,3	1,2
IV	2,1	1,6	1,4

Relativamente à acção sísmica a considerar na verificação da exigência de limitação de danos, o EC8 prevê a “acção sísmica de serviço”, sendo nos casos correntes recomendada uma acção com 10% de probabilidade em 10 anos, ou seja, uma acção com um período de retorno de 95 anos.

4.3. ACÇÃO SÍSMICA

4.3.1. TIPOS DE TERRENO

A cláusula 1.5.3.6 do EC0 define acção sísmica como sendo uma acção devida aos movimentos do solo provocados pelos sismos. Trata-se portanto de uma acção geotécnica, acção essa que é transmitida à estrutura pelo terreno, por um aterro, ou por água do terreno. Assim, é da maior importância conhecer as características do terreno onde as estruturas estão implementadas, para assim se poder fazer uma correcta caracterização da acção sísmica. Deste modo é necessário efectuar estudos de caracterização do terreno no sentido classificar as condições geotécnicas e consumir uma correspondência entre este e a tipificação constante no Quadro 17. A classificação do tipo de solo deve fazer-se com base no valor médio da velocidade das ondas de corte v_s , nos 30 metros superficiais, de acordo com a seguinte expressão:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (33)$$

Quadro 17 – Tipos de solos

Tipo de Terreno de Fundação	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT}	c_u [kPa]
A	Rocha ou outra formação geológica que inclua no máximo 5m de material mais fraco à superfície	>800	-	-
B	Depósitos rijos de areia, gravilha ou argila sobre consolidada, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade	360-800	>50	>250
C	Depósitos profundos de areia de densidade média, de gravilha ou de argila de consistência média com espessura entre as várias dezenas e muitas centenas de metros	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos, entre soltos a média consistência, com ou sem a ocorrência de algumas camadas coesivas brandas, ou de depósitos com solos predominantemente coesivos de fraca e média consistência	<180	<15	<70
E	Perfil de solo consistindo numa camada superficial com valores de v_s característicos de solo tipo C ou D e espessura variando entre 5 e 20 metros, assente sobre ma camada mais rija com valores de v_s superiores a 800 m/s	-	-	-

4.3.2. ZONAMENTO SÍSMICO DO TERRITÓRIO

No EC0 é indicado que o zonamento sísmico de cada país deve ser definido pelas Autoridades Nacionais, sendo portanto, um Parâmetro de Definição Nacional, a incluir no Anexo Nacional. A intensidade sísmica de cada zona deverá ser estabelecida em termos de aceleração máxima de projecto de referência (para o período de retorno de referência e para rocha – terreno tipo A), a_{gR} , cujo valor será da responsabilidade de cada Autoridade Nacional. Esta quantidade é definida como sendo a máxima aceleração absoluta obtida para a componente do movimento sísmico numa determinada direcção, sendo obtida, com base em relações de atenuação, para um período de retorno de 475 anos.

A sismicidade em Portugal está associada à colisão entre as Placas Euro-Asiática e Africana, às quais se associa uma fractura que se desenvolve entre os Açores e o estreito de Gibraltar, prolongando-se com várias falhas para o interior do continente. Assim, Portugal continental apresenta uma sismicidade moderada, aumentando esta de norte para sul. Portanto, pensa-se actualmente que haverá dois tipos de sismos que podem afectar o continente, sendo exemplo disso mesmo, os sismos de 1755 e 1969 com origem na fractura oceânica, identificado por Acção Sísmica Afastada, e o sismo de Benavente em 1909, que ocorreu em terra, na falha do vale do Tejo e que é designado por Acção Sísmica Próxima [24]. Deste modo, o Anexo Nacional do EC8 apresenta, tal como no RSA [25], o duplo cenário de uma acção sísmica próxima (sismo intraplaca – tipo II) e uma acção sísmica afastada (sismo interplacas – tipo I), com o acréscimo de apresentar dois zonamentos do território adequados a cada um dos cenários. Assim elimina-se uma anomalia do RSA que estabelece para os dois cenários de ocorrência sísmica totalmente distintos, um único zonamento do território. No Quadro 18 estão indicadas as acelerações de projecto em rocha, a_{gR} , para um factor de importância de 1,0, enquanto na Fig. 51 se apresenta o zonamento sísmico proposto pelo EC8 para os dois cenários de perigosidade sísmica.

Quadro 18 - Acelerações de projecto em rocha

Aceleração máxima de referência a_{gR} [cm/s ²]		
Zona sísmica	Sismo afastado (tipo I)	Sismo próximo (tipo II)
1	250	170
2	200	110
3	150	80
4	100	-
5	50	-

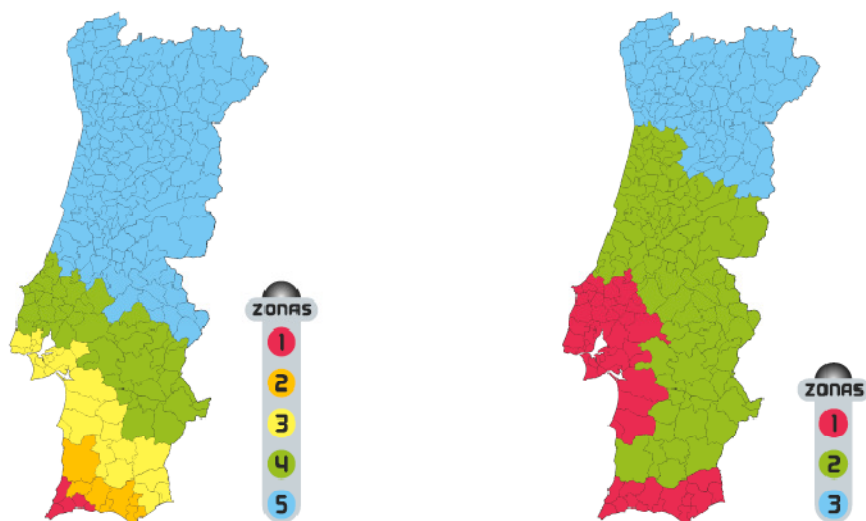


Fig. 51 – Zonamento sísmico da EN 1998-1 para o cenário de sismo afastado (à esquerda) e sismo próximo (à direita) (adaptado de [26])

4.3.3. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

O EC8 permite a utilização de espectros de resposta elásticos (em aceleração ou deslocamento) e de acelerogramas (história temporal de acelerações na fundação) para a definição da acção sísmica. As prescrições desta última definição encontram-se na cláusula 3.2.3 do EC8, no entanto, esta dissertação abordará apenas os espectros de resposta elásticos. Assim, e de acordo com a cláusula 3.2.2.1 do EC8, o movimento sísmico num dado ponto da superfície é representado por um espectro de resposta elástico de aceleração do solo, denominado espectro de resposta elástico. Esta cláusula do EC8 refere ainda que a acção sísmica horizontal deverá ser decomposta em duas direcções ortogonais independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta elástico. Todavia, em conformidade com a cláusula 3.2.2.1 (4) do EC8, para as três componentes da acção sísmica (duas horizontais e uma vertical, ortogonais entre si) poderão ser adoptados diferentes espectros de resposta, dependendo da origem da acção sísmica e da magnitude dos sismos gerados por esta.

4.3.3.1. Espectro de resposta horizontal

Para a definição das componentes horizontais da acção sísmica, a cláusula 3.2.2.2 do EC8 prevê a utilização das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (34)$$

$$T_B : T : T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (35)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (36)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (37)$$

onde:

- $S_e(T)$ – Valor do espectro de resposta elástico de acelerações;
- T – Período de vibração;
- a_g – Aceleração de projecto em rocha (terreno tipo A);
- S – Factor do solo ($S \geq 1$);
- T_B – Limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;
- T_C – Limite superior do ramo espectral de aceleração constante;
- T_D – Início do ramo de acelerações constantes;
- η – Factor de correcção de amortecimento, com um valor de referência $\eta=1$ para um amortecimento viscoso de 5% do amortecimento crítico.

A representação básica da acção sísmica, apresentada na Fig. 52 consiste no espectro de resposta elástico de aceleração, horizontal, gerado a partir das expressões (34) a (37).

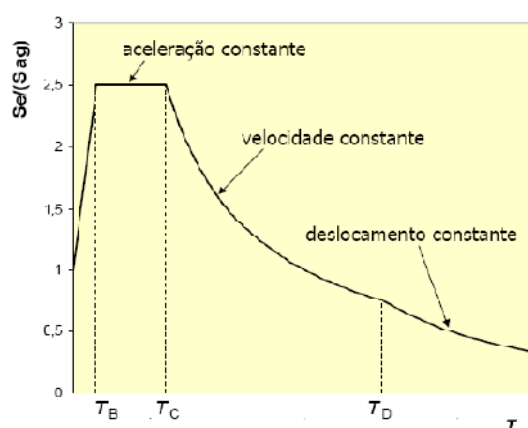


Fig. 52 – Espectro de resposta elástico de aceleração horizontal (aspecto geral) [27]

O valor do factor de correcção do amortecimento, η é definido na cláusula 3.2.2.2 (3) do EC8 pela seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0,55 \quad (38)$$

onde ξ representa o valor do coeficiente de amortecimento, expresso em percentagem.

Os valores de T_B , T_C , T_D e S dependem do tipo de solo, sendo classificados como parâmetros de definição nacional a estabelecer no Anexo Nacional de cada país. Não obstante, o EC8 apresenta dois tipos de acção sísmica, para as situações em que o sismo condicionante tenha magnitude, respectivamente superior a 5,5 (espectro tipo I), e inferior a 5,5 (espectro tipo II). O Quadro 19 indica, para cada tipo de sismo, os valores destas grandezas recomendados pela norma. Esta dualidade de critérios aplicar-se-á apenas a Portugal Continental, uma vez que nos Açores o caso de sismo próximo de magnitude moderada é condicionante.

Quadro 19 – Parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos Tipo I e II

Tipo de Solo	Espectro de Resposta Tipo I				Espectro de Resposta Tipo II			
	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1	0,15	0,4	2	1	0,05	0,25	1,2
B	1,2	0,15	0,5	2	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,15	0,2	0,6	2	1,5	0,1	0,25	1,2
D	1,35	0,2	0,8	2	1,8	0,1	0,3	1,2
E	1,4	0,15	0,5	2	1,6	0,05	0,25	1,2

Os espectros de resposta resultantes dos valores do Quadro 19 apresentam-se nas Fig. 53 e Fig. 54. Através da análise destes gráficos, verifica-se que no caso de sismo afastado, as máximas amplificações espectrais ocorrem para períodos mais altos, logo para frequências mais baixas. Constata-se também que a aceleração máxima do terreno tende a ser mais elevada em solos mais brandos, e que a estes se encontra associada uma maior frequência de vibração.

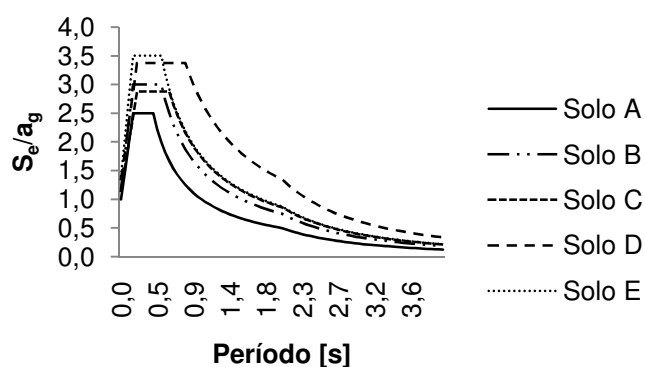


Fig. 53 – Espectro de resposta Tipo I – Afastado

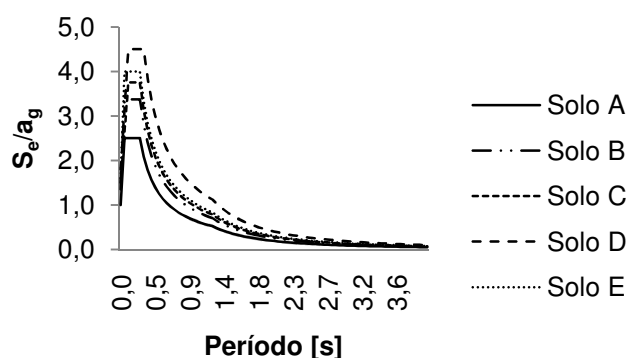


Fig. 54 – Espectro de resposta Tipo II - Próximo

Os Quadros 20 e 21 resumem os valores propostos pelo Anexo Nacional do EC8, para cada tipo de espectro de resposta, das grandezas a_{gR} , T_B , T_C , T_D e S , consoante o tipo de solo e de zona sísmica definida na Fig. 51.

Quadro 20 – Grandezas propostas para a ação sísmica tipo I

Tipo de solo	Espectro de resposta Tipo I (sismo interplacas)															
	Zona 1 (250 cm/s ²)				Zona 2 (200 cm/s ²)				Zona 3 (150 cm/s ²)				Zona 4 e 5 (100 - 50 cm/s ²)			
	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,0	0,1	0,6	2	1,0	0,1	0,6	2	1,0	0,1	0,6	2	1,0	0,1	0,6	2
B	1,2	0,1	0,6	2	1,2	0,1	0,6	2	1,2	0,1	0,6	2	1,3	0,1	0,6	2
C	1,3	0,1	0,6	2	1,4	0,1	0,6	2	1,5	0,1	0,6	2	1,6	0,1	0,6	2
D	1,4	0,1	0,8	2	1,6	0,1	0,8	2	1,8	0,1	0,8	2	2,0	0,1	0,8	2
E	1,4	0,1	0,6	2	1,5	0,1	0,6	2	1,7	0,1	0,6	2	1,8	0,1	0,6	2

Quadro 21 – Grandezas propostas para a ação sísmica tipo II

Tipo de solo	Espectro de resposta Tipo II (sismo intraplacas)							
	Zona 1 (170 cm/s ²)				Zona 2 e 3 (110 - 80 cm/s ²)			
	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,00	0,1	0,25	2	1,00	0,1	0,25	2
B	1,35	0,1	0,25	2	1,35	0,1	0,25	2
C	1,50	0,1	0,25	2	1,60	0,1	0,25	2
D	1,80	0,1	0,30	2	2,00	0,1	0,30	2
E	1,60	0,1	0,25	2	1,80	0,1	0,25	2

Os valores dos quadros anteriores são a fonte de quarenta espectros de resposta (cinco tipos de solos conjugados com cinco zonas sísmicas para a acção sísmica tipo I e três tipo II). No entanto, não sendo razoável colocar na dissertação todos os espectros, os gráficos das Fig. 55 e Fig. 56 apresentam os espectros de resposta elásticos obtidos para o solo tipo A. Para uma mais fácil percepção da diferença espectral verificada em cada zona sísmica, apresenta-se no mesmo gráfico os espectros de resposta das várias zonas.

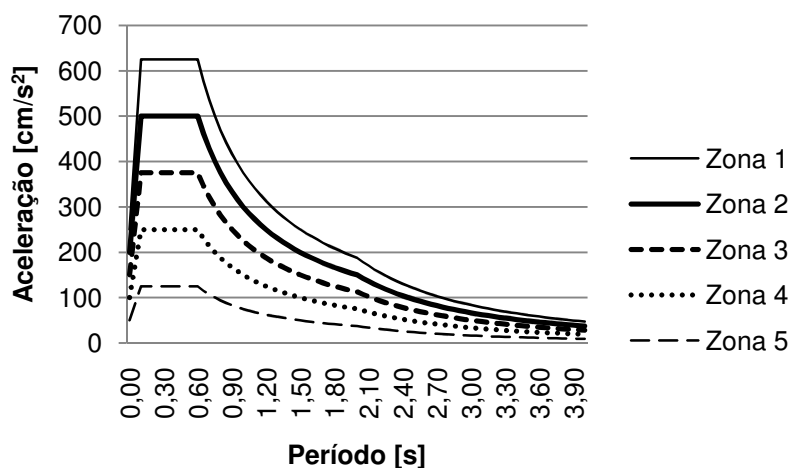


Fig. 55 – Espectro de resposta para a acção sísmica tipo I

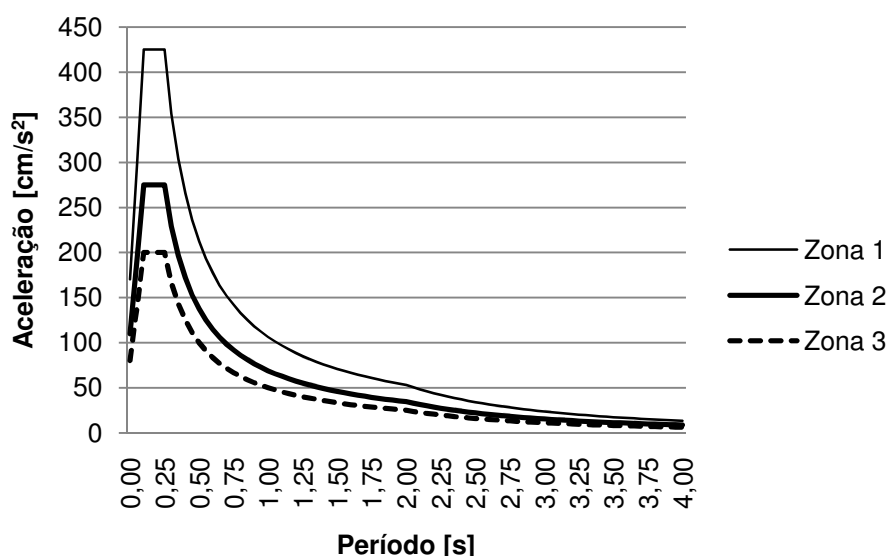


Fig. 56 – Espectro de resposta para a acção sísmica tipo II

Comparando os valores recomendados pelo EC8 (Quadro 19) e os valores propostos para o território nacional (Quadro 20 e Quadro 21), as principais diferenças centram-se em dois aspectos [28]:

- Maior valor de T_C no espectro correspondente ao sismo afastado para ter em conta a elevada magnitude que um sismo interplacas poderá ter no nosso país;

- Maior valor de T_D no espectro associado a um sismo próximo de modo a evitar que a este lhe correspondam deslocamentos demasiados pequenos.

Por fim, para se obter o deslocamento do terreno, d_g , correspondente à aceleração de cálculo do terreno, a cláusula 3.2.2.4. do EC8 propõe a seguinte expressão:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (39)$$

4.3.3.2. Coeficiente de comportamento

O dimensionamento de um edifício sujeito à acção sísmica requer em geral uma análise não linear da estrutura. No sentido de evitar esse processo que complica muito os cálculos a efectuar, a cláusula 3.2.2.5 do EC8 introduz o conceito de coeficiente de comportamento, q . Através deste coeficiente é possível obter um espectro de resposta elástico reduzido, que resulta do espectro de resposta elástico definido anteriormente afectado pelo de coeficiente de comportamento, e que tem em consideração a capacidade da estrutura dissipar energia, principalmente através do comportamento dúctil dos seus elementos.

O valor do coeficiente de comportamento a adoptar é indicado na cláusula 5.2.2.2 do EC8, onde é definida a expressão a utilizar:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (40)$$

em que, q_0 representa o coeficiente de comportamento de referência e k_w o factor que tem em conta o modo de rotura preponderante em edifícios porticados com paredes de rigidez.

Como definido na cláusula 5.2.2.2 (2) do EC8, para edifícios regulares em altura, o valor do coeficiente de comportamento de referência expõe-se no Quadro 22. Caso contrário, os valores deste quadro deverão ser reduzidos em 20%.

Quadro 22 – Valores de q_0 para edifícios regulares em altura

Tipo de sistema estrutural	Classe de ductilidade	
	Média	Alta
Sistema em pórtico, misto pórtico-parede, em paredes acopladas	$3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Sistema flexível à torção	2,0	3,0
Sistema em pêndulo invertido	1,5	2,0

De acordo com a cláusula 5.2.2.2 (4) do EC8, o valor de α_1 é definido como o multiplicador da acção sísmica que corresponde à formação da primeira rótula plástica, enquanto o valor de α_u representa o multiplicador da acção sísmica correspondente à formação de um mecanismo de rotura.

O edifício em estudo foi considerado como um sistema estrutural flexível à torção com classe de ductilidade média. Resulta então que o valor de q_0 é 2,0. O valor de k_w está definido na cláusula 5.2.2.2 (11) do EC8, donde se concluiu que o seu valor seria unitário. Deste modo conclui-se que o valor do coeficiente de comportamento que reduz o espectro de resposta horizontal é igual a 2,0.

4.4. CASO DE ESTUDO

4.4.1. OBJECTIVOS

O principal objectivo do trabalho exposto neste capítulo não é ilustrar os aspectos fundamentais da aplicação do Eurocódigo 8 ao projecto de estruturas de betão armado. Não perdendo de vista a motivação e o tema base desta dissertação, centrado no betão de agregados leves, pretende-se através de uma análise comparativa, apresentar neste capítulo as principais diferenças dos efeitos da acção sísmica sobre um edifício construído totalmente em betão de densidade normal e construído em betão leve. O betão leve utilizado foi da classe de densidade 1,4, apresentando uma massa volúmica de 1550 kg/m³. O módulo de elasticidade deste betão ronda os 12 GPa, o que corresponde a cerca de 40% do valor do betão normal.

4.4.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

4.4.2.1. Características do edifício

O edifício estudado apresenta a configuração em planta e em alçado como se mostra nas Fig. 57, Fig. 58 e Fig. 59. Os alçados apresentados apenas apresentam 7 dos 9 pisos, incluindo o R/C, do edifício estudado verificando-se total regularidade da planta em altura. Os elementos de contraventamento da estrutura são materializados por dois núcleos de rigidez, um correspondente à caixa de escada e o outro à caixa de elevadores.

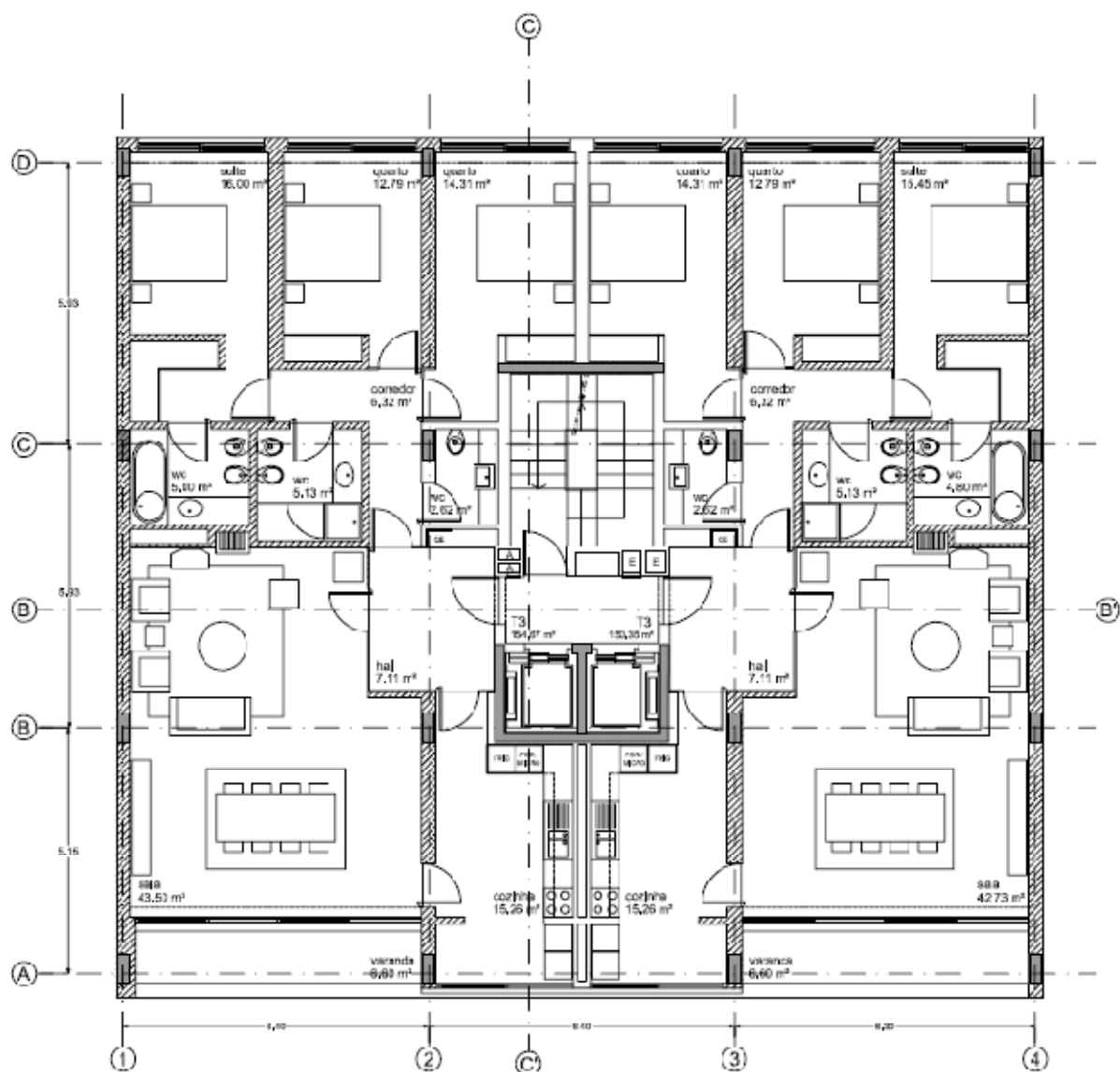


Fig. 57 - Planta do edifício [30]

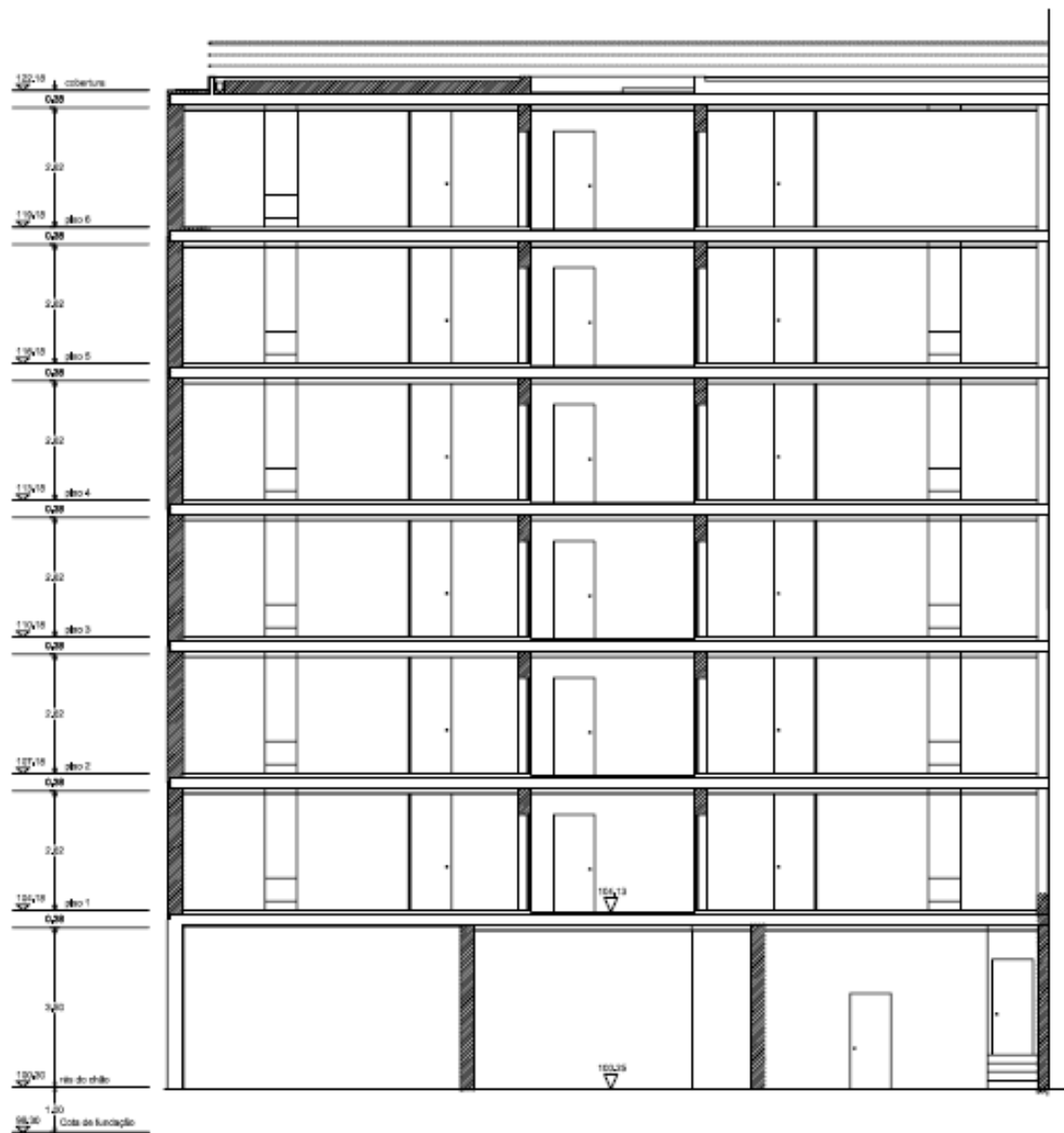


Fig. 58 - Corte B-B [30]

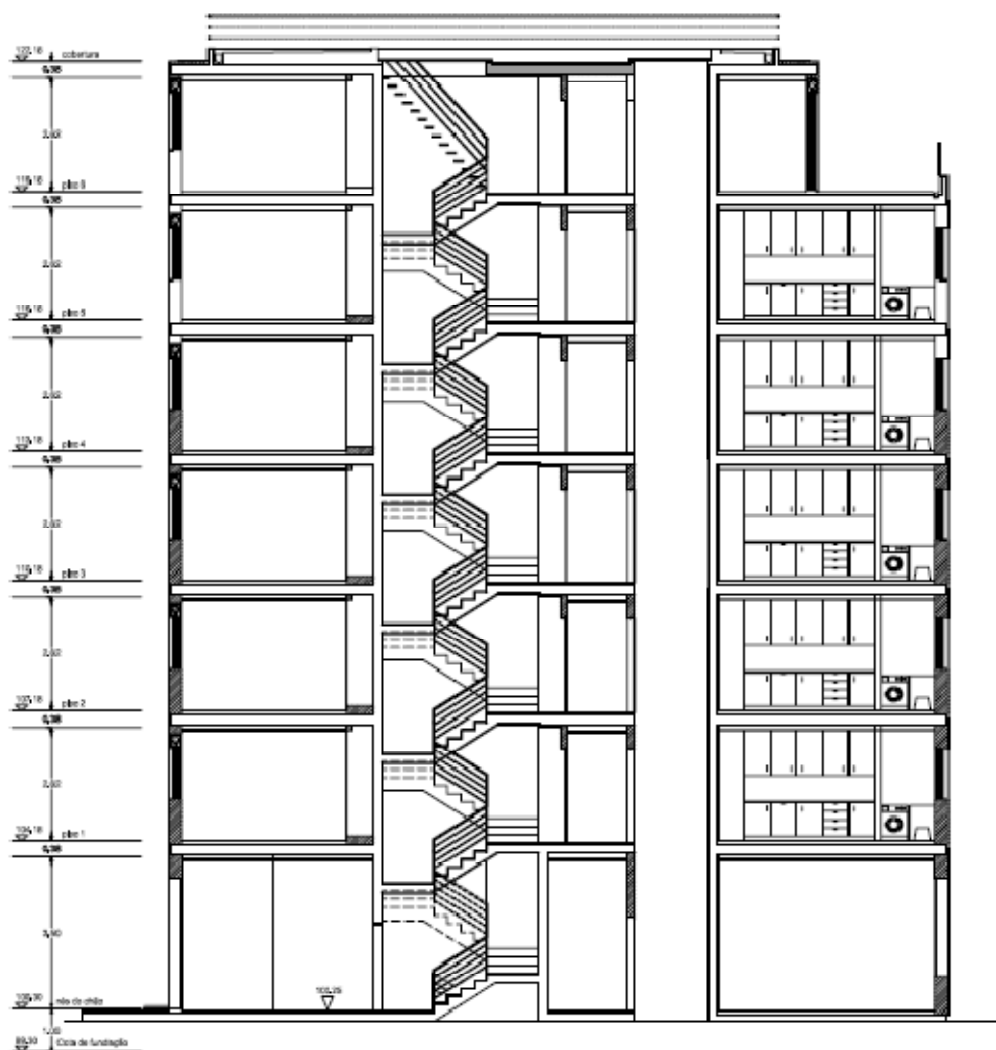


Fig. 59 - Corte C-C [30]

Sendo este edifício idealizado, e uma vez que estamos a analisar a acção sísmica, importa que este seja considerado numa zona de forte intensidade sísmica, donde se decidiu o Parque das Nações em Lisboa como sendo esse local. A estrutura foi modelada no programa de cálculo automático SAP2000 para efeitos de análise estática e dinâmica. Uma vez que o edifício é simétrico em planta, por simplicidade optou-se por fazer uma análise plana, vulgarmente conhecida por análise em comboio. Embora uma modelação tridimensional fosse mais realista, para efeitos comparativos como é o principal objectivo deste trabalho, desde que se adopte o mesmo processo de cálculo nas duas soluções construtivas (em betão leve e betão normal), a simplificação adoptada é aceitável. Deste modo, foram modelados no SAP2000, para cada direcção duas paredes de rigidez com as inércias da caixa de escada e da caixa de elevadores respectivamente, e os pórticos da estrutura. As ligações entre estes últimos e os núcleos foram materializadas através de bielas rígidas axialmente indeformáveis. A Fig. 60 traduz o esquema da planta considerado e as direcções adoptadas para efectuar a análise sísmica, onde se assumiu o comportamento unidireccional das lajes. Verifica-se também, que o painel de laje central apoia-se fundamentalmente na caixa de escada e na caixa de elevadores. Por fim, é possível observar-se que na direcção y, além dos dois núcleos de rigidez existem quadro pórticos para absorver as forças de

inércia, enquanto na direcção x estas são absorvidas pelos núcleos e pelos dois pórticos exteriores. As Fig. 61 e Fig. 62 apresentam os esquemas das modelações efectuadas para cada uma das direcções referidas.

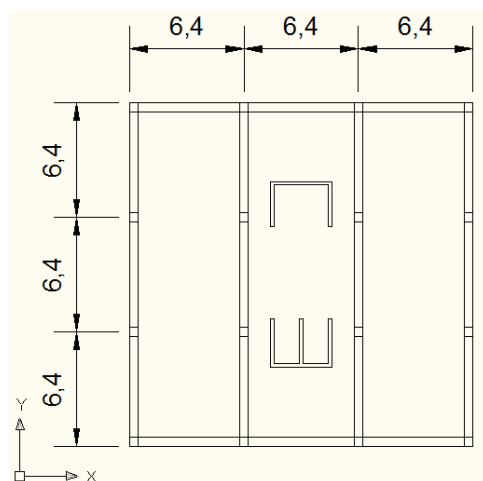


Fig. 60 - Esquema da planta do edifício (dimensões em metros)

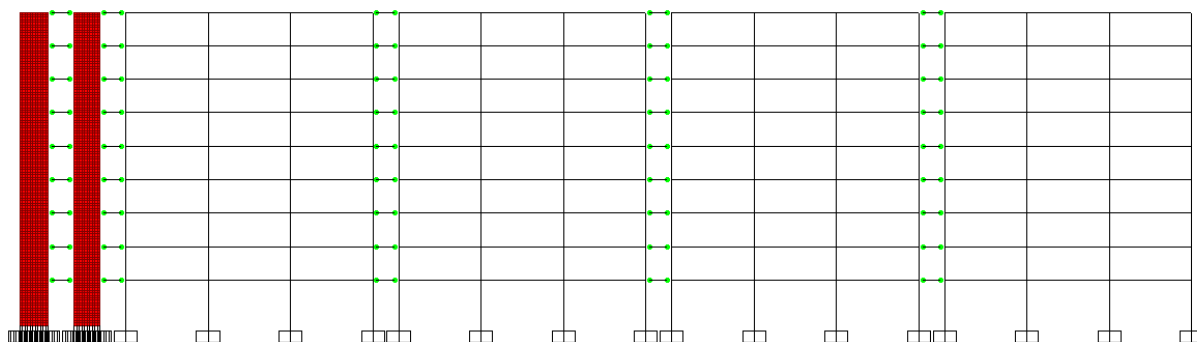


Fig. 61 - Esquema da modelação - direcção y

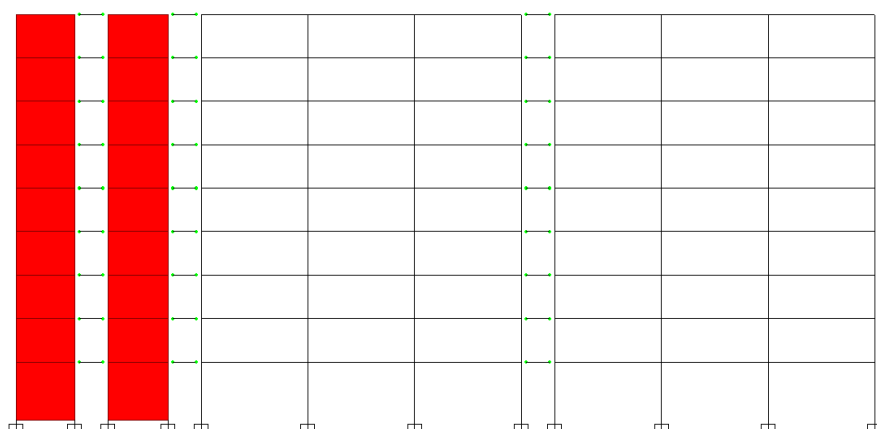


Fig. 62 - Esquema da modelação - direcção x

4.4.2.2. Materiais

O presente edifício foi dimensionado para dois tipos de betão, em termos de massa volúmica, mas da mesma classe de resistência: um betão de massa volúmica normal e um betão leve da classe de massa volúmica 1.4. O aço utilizado foi o S500 em todos os elementos de betão armado. O Quadro 23 resume as principais características dos materiais utilizados.

Quadro 23 – Características dos materiais

Materiais		
Aço	S500	
	f_{yk} [MPa]	500
	γ_s	1,15
	f_{yd} [MPa]	434,8
	E_s [GPa]	200
Betão	C20/25	
	Massa Volúmica [kg/m ³]	2500
	f_{ck} [MPa]	20
	γ_c	1,5
	f_{cd} [MPa]	13,33
	E_{cm} [GPa]	30
Betão leve	LC20/22	
	Classe 1.4	
	Massa Volúmica [kg/m ³]	1550
	$\rho_{superior}$	1400
	η_1	0,78
	η_E	0,40
	f_{lck} [MPa]	20
	γ_c	1,5
	α_{lcc}	0,85
	f_{lcd} [MPa]	11,33
	E_{lcm} [Gpa]	12,1

4.4.2.3. Acções

A definição das acções e respectivas combinações de acções utilizadas na análise do edifício, seguiram o disposto no EC0 [20] e no EC1 [21].

4.4.2.3.1. Cargas permanentes

As cargas permanentes correspondem ao peso próprio dos elementos estruturais, sendo a massa volúmica do betão definida no Quadro 23. As restantes cargas permanentes, definidas no Quadro 24, podem ser associadas às cargas permanentes.

Quadro 24 – Restantes cargas permanentes

Tipo de RCP	Valor [kN/m ²]
Revestimentos + divisórias	3
Cobertura	2

4.4.2.3.2. Sobrecargas

As sobrecargas utilizadas no dimensionamento do edifício resumem-se no Quadro 25.

Quadro 25 - Sobrecargas

Tipo de sobrecarga	Valor [kN/m ²]
Pavimentos	3
Cobertura	1

4.4.2.4. Combinações de acções

Para a análise e dimensionamento do presente edifício consideraram-se as seguintes combinações referidas no EC0:

- Combinação fundamental – para situações de projecto persistentes ou transitórias

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (41)$$

- Combinação sísmica – de acordo com o EC0 a combinação de acções para situações de projecto sísmicas é dada pela seguinte expressão:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (42)$$

onde $A_{Ed} = \gamma_1 \cdot A_{Ek}$ – valor da acção sísmica, e γ_1 é o factor de importância definido na cláusula 4.2. da presente dissertação.

4.4.2.5. Definição da acção sísmica

4.4.2.5.1. Tipo de solo e zona sísmica

Para se saber qual o tipo de solo na zona de implantação do edifício era necessário recorrer a um estudo geológico-geotécnico do terreno. Como atrás foi referido, este edifício é apenas idealizado, donde não existe qualquer estudo do terreno. Assim, foi decidido considerar um solo tipo B, representativo do local de implantação assumido para o edifício.

Relativamente ao zonamento sísmico, o Anexo Nacional do EC8 indica zona sísmica 3 para acção sísmica tipo I e zona sísmica 1 para acção sísmica tipo II (ver Fig. 51).

4.4.2.5.2. Espectro de resposta elástico

Para efeitos do exemplo que se apresenta, a escolha da acção sísmica não é muito relevante, desde que se aplique a mesma acção nos dois edifícios (os dois edifícios correspondem ao edifício construído em betão leve e em betão de massa volumica normal). No entanto, foi escolhida a acção sísmica tipo II (sismo próximo - intraplacas) por ter uma aceleração de projecto em rocha superior, ou seja, maior a_{gR} .

Para as grandezas das fórmulas definidas em 4.3.3.1. da presente dissertação, e de acordo com o tipo de terreno e zonamento sísmico, o Anexo Nacional do EC8 propõe os valores dos Quadro 26 e Quadro 27.

Quadro 26 – Valores para espectro de resposta Tipo II

Tipo de Terreno	Zonamento sísmico - 1	Grandeza	Valor
B	Próximo/intraplaca Tipo II	$a_g [cm/s^2]$	170
		S	1,35
		$T_B [s]$	0,1
		$T_C [s]$	0,25
		$T_D [s]$	2

Quadro 27 – Valores para espectro de resposta Tipo I

Tipo de Terreno	Zonamento sísmico - 3	Grandeza	Valor
B	Afastado/interplaca Tipo I	$a_g [cm/s^2]$	150
		S	1,2
		$T_B [s]$	0,1
		$T_C [s]$	0,6
		$T_D [s]$	2

Apesar de ter sido aplicado à estrutura em estudo apenas uma acção sísmica, apresentam-se as duas acções sísmicas para o local de possível implantação do edifício. Os gráficos da Fig. 63 apresentam os espectro de resposta elásticos, obtidos por aplicação dos valores dos Quadro 26 e Quadro 27 às expressões (34) a (37). Os valores de S_e representados na Fig. 63 – Espectros de resposta elásticos não estão afectados pelo coeficiente de comportamento definido na cláusula 4.3.3.2 da presente dissertação.

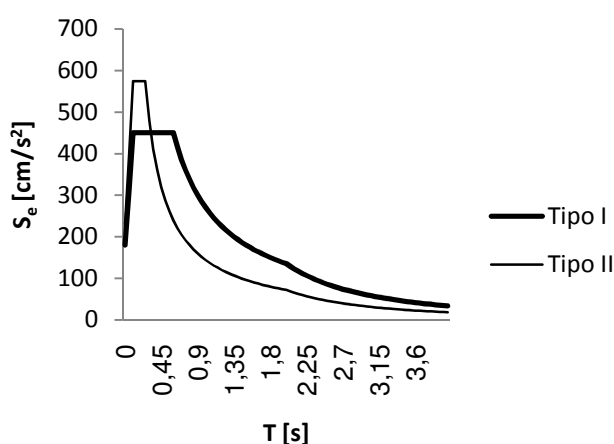


Fig. 63 – Espectros de resposta elásticos

A Fig. 64 mostra o espectro de resposta aplicado utilizado na análise sísmica da estrutura. É possível observar que a aceleração de projecto do terreno é metade daquela definida no Quadro 26, que resulta da aplicação do coeficiente de comportamento definido em 4.3.3.2 da presente dissertação.

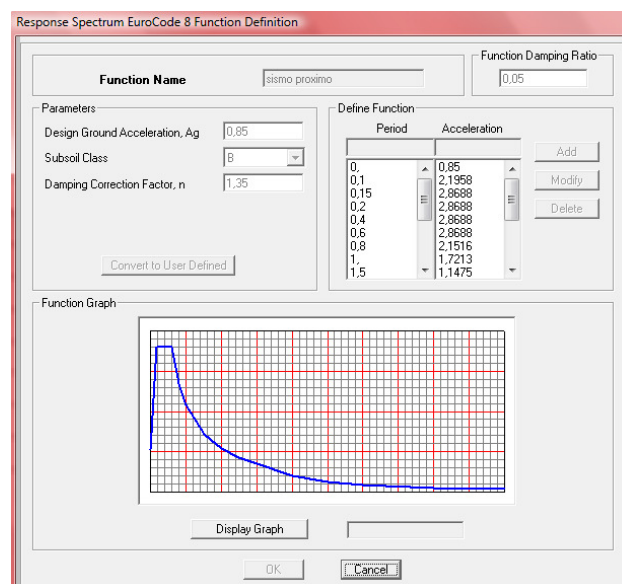


Fig. 64 – Espectro de resposta elástico – SAP2000

4.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para uma fácil interpretação dos resultados, a análise que a seguir se apresenta está dividida em duas partes. Assim na primeira parte apresenta-se a análise e os resultados do edifício construído em betão de massa volúmica normal. Por sua vez, na segunda parte expõem-se os resultados da análise respectiva ao edifício constituído por betão de agregados leves.

Como atrás foi referido, as análises estática e dinâmica do edifício passaram por uma modelação plana do mesmo. Nas secções 4.5.1. e 4.5.2. da presente dissertação são apresentados separadamente os resultados do dimensionamento do edifício para ambos os tipos de betão empregues. O dimensionamento da estrutura iniciou-se com o dimensionamento das lajes, armadas numa direcção. De seguida, e através de um processo iterativo, foram testadas várias secções para os pilares, vigas e núcleos até estas estabilizarem. Como já foi referido, admitiu-se que o painel central de laje apoia-se totalmente nos núcleos de rigidez. Deste modo foi possível adoptar as mesmas secções para as vigas e pilares dos pórticos para cada direcção.

4.5.1. EDIFÍCIO REALIZADO EM BETÃO NORMAL

4.5.1.1. Lajes

O dimensionamento do edifício constituído com betão normal iniciou-se com o dimensionamento das lajes para as cargas definidas em 4.4.2.3 da presente dissertação. As espessuras obtidas para as mesmas apresentam-se no Quadro 28.

Quadro 28 - Espessura das lajes

	Espessura [m]	pp [kN/m ²]
Cobertura	0,21	5,3
Pisos	0,24	6,0

4.5.1.2.Direcção y

Anteriormente foi referido que o objectivo deste trabalho assenta na comparação da resposta sísmica de um edifício construído com dois tipos de betão de densidades diferentes. Deste modo, não é relevante para o trabalho o dimensionamento da armadura dos elementos estruturais (vigas, pilares e núcleos) de todos os pisos. Decidiu-se então considerar apenas o primeiro piso para efeitos de comparação. Este piso é aquele que é mais “castigado” quer pelas cargas gravíticas, quer pelas acções sísmicas, donde se considerou o mais representativo.

Depois de efectuada a modelação da estrutura (Fig. 61), foi possível determinar as frequências da estrutura, efectuando para tal uma análise modal da mesma através do programa de cálculo automático SAP2000. Consideraram-se apenas três modos de vibração, uma vez que o somatório das percentagens de participação de massa é superior a 90%, donde se conclui que este número de modos de vibração é suficiente para caracterizar o comportamento dinâmico da estrutura. O Quadro 29 apresenta as frequências e os períodos da estrutura enquanto o Quadro 30 indica os factores de participação de massa por modo de vibração.

Quadro 29 – Períodos e frequências e vibração (direcção y)

Modo de vibração	Período [s]	Frequência [Hz]
1	0,83	1,21
2	0,25	3,96
3	0,17	5,77

Quadro 30 - Factores de participação de massa por modo de vibração (direcção y)

Modo de vibração	U _x [%]
1	71,19
2	17,91
3	3,37
Total	92,47

Relativamente à análise dos esforços na estrutura, a informação que tem mais importância é a percentagem de esforço de corte basal que é absorvida pelos núcleos de rigidez (caixa de escada e caixa de elevadores) e pelos pilares dos pórticos. O Quadro 31 resume a distribuição dos esforços de corte basal na estrutura para as duas combinações definidas em 4.4.2.4. da presente dissertação.

Quadro 31 - Distribuição do corte basal

Esforço de corte basal					
	Núcleos		Pilares		
Combinação	[kN]	[%]	[kN]	[%]	Total [kN]
Sísmica	±2760	66	±1440	34	±4200
Fundamental	13		-13		0

Verifica-se no quadro anterior a supremacia dos núcleos relativamente aos pilares na absorção do corte basal. Esta relação era esperada, fruto da elevada rigidez dos primeiros comparativamente com os segundos. O sinal “±” traduz a alternância de sentido de actuação da acção sísmica na estrutura. Na combinação Fundamental, como não existem forças horizontais aplicadas à estrutura, era esperado que o somatório das reacções horizontais fosse nulo.

As secções definidas para os elementos estruturais resultaram de um processo iterativo enunciado anteriormente. As secções dos núcleos estão esquematizadas na Fig. 65, enquanto as suas propriedades geométricas se encontram no Quadro 32. As secções dos pilares e vigas do primeiro piso encontram-se no Quadro 33.

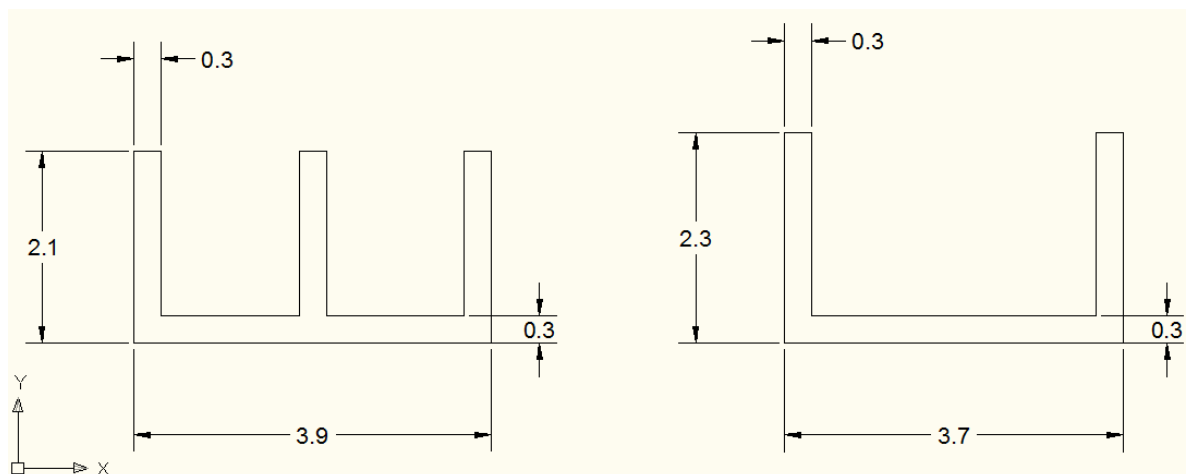


Fig. 65 – Dimensões [m] dos núcleos de rigidez (elevador à esquerda e escada à direita)

Quadro 32 - Propriedades geométricas dos núcleos de rigidez

Propriedades geométricas		Betão Normal	
		Escada	Elevador
Inércia	$I_x [m^4]$	1,17	1,2
	$I_y [m^4]$	4,74	4,99
Centro de gravidade	$X_G [m]$	1,85	1,95
	$Y_G [m]$	0,75	0,76
Área	$[m^2]$	2,31	2,79

Quadro 33 – Secções (pilares e vigas)

Elemento		Secções [m]
Vigas		0,35x0,65
Pilares	interior	0,55x0,55
	exterior	0,40x0,40

A segunda fase da análise contemplou o dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais do primeiro piso do edifício, quer dos núcleos de rigidez quer dos pilares e vigas. Assim recorreu-se a equações de equilíbrio para dimensionar os núcleos e às tabelas e ábacos de dimensionamento [29] para dimensionar as vigas e pilares respectivamente, garantindo as prescrições do EC2. O dimensionamento das armaduras dos núcleos de rigidez foi realizado considerando que estes funcionam em conjunto, devido à ligação destes proporcionada pela laje de piso. Assim considerou-se um elemento em T para cada núcleo, com as respectivas dimensões, de modo a facilitar a aplicação das equações de equilíbrio. As Fig. 66 e Fig. 67 apresentam a simplificação realizada para cada núcleo de rigidez.

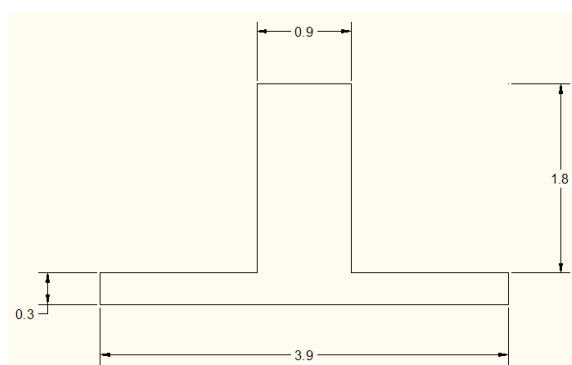


Fig. 66 – Modelo de cálculo da caixa de elevadores

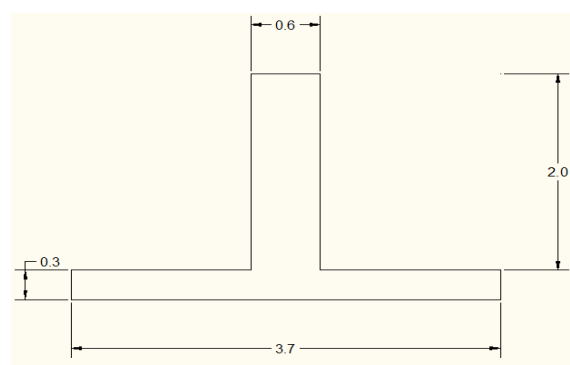


Fig. 67 – Modelo de cálculo da caixa de escadas

O Quadro 34 resume as armaduras encontradas para cada elemento estrutural.

Quadro 34 – Armaduras calculadas

Elemento		A_{sl} [cm ²]	A_{sw}/s [cm ² /m]
Caixa de Escada		222	8,1
Caixa de Elevador		248	9,1
Pilares exteriores		3,5*	3,9*
Pilares interiores		5,4*	2,9*
Vigas	A_s^-	13,6	4,1
	A_s^+	4,4	

* armadura mínima

As Fig. 68 e Fig. 69 apresentam um esquema possível da disposição das armaduras calculadas para os dois núcleos.

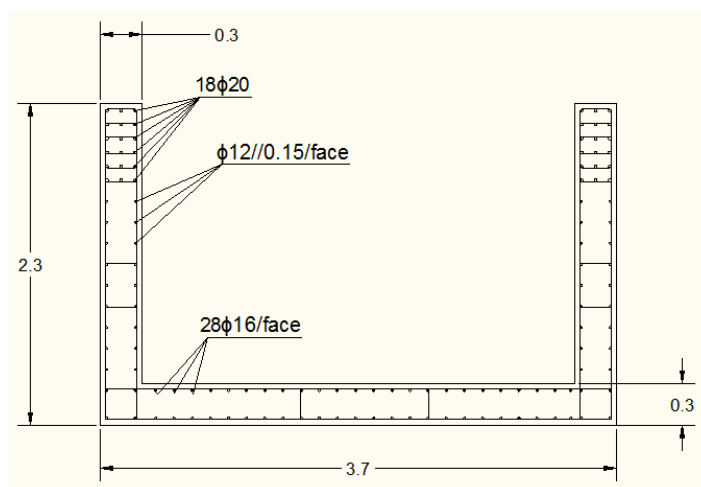


Fig. 68 - Disposição de armaduras - Caixa de escada

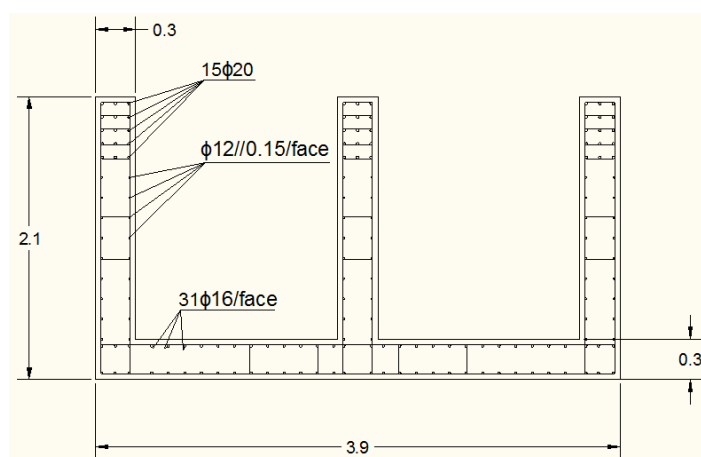


Fig. 69 - Disposição de armaduras - Caixa de elevadores

4.5.1.3. Direcção x

Os procedimentos efectuados são idênticos em cada direcção de actuação da acção sísmica. Assim apresentam-se de seguida os resultados relativos à direcção x.

Comparativamente com os resultados obtidos na direcção y, verifica-se um aumento das frequências de vibração, expostas no Quadro 35, fruto da maior inércia que os núcleos de rigidez apresentam quando solicitados à flexão na direcção x. Relativamente aos factores de participação de massa, verifica-se no Quadro 36 que o somatório dos três primeiros modos de vibração não atingem os 90 % de participação de massa. No entanto considera-se que a pequena diferença verificada é irrelevante para os efeitos de comparação.

Quadro 35 – Períodos e frequências (direcção x)

Modo de vibração	Período [s]	Frequência [Hz]
1	0,38	2,66
2	0,07	13,98
3	0,05	19,78

Quadro 36 - Factores de participação de massa por modo de vibração (direcção x)

Modo de vibração	U_x [%]
1	67,0
2	19,4
3	1,2
Total	87,6

No sentido de sistematizar a apresentação dos resultados, segue-se a percentagem do corte basal absorvido pelos núcleos e pelos pilares, valores esses resumidos no Quadro 37.

Quadro 37 - Distribuição do corte basal

Esforço de corte basal					
	Núcleos		Pilares		Total
Combinação	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]
Sísmica	±1740	97	±50	3	±1790
Fundamental	0,85		-0,85		0

Verifica-se uma grande discrepância entre as percentagens relativas à direcção y e à direcção x. O aumento de inércia dos núcleos, já referido anteriormente, explica a quase totalidade absorção do corte basal por parte destes.

As secções dos núcleos encontram-se esquematizadas na Fig. 65, enquanto as secções dos pilares e vigas do primeiro piso apresentam-se no Quadro 38. Importa frisar que as secções dos pilares do pórtico da direcção x, foram condicionadas pelo dimensionamento do pórtico na direcção y, tal como esquematizado na Fig. 60, daí a igualdade de secções entre os pilares interiores e exteriores. Da análise desta figura, e atendendo ao comportamento unidireccional das lajes, conclui-se que as vigas exteriores paralelas ao eixo x não recebem cargas verticais além do seu próprio peso.

Quadro 38 – Secções (pilares e vigas)

Elemento	Secções [m]
Vigas	0,30x0,50
Pilares	interior
	exterior

Após o cálculo das armaduras de flexão dos núcleos aquando da actuação da acção sísmica na direcção x, verificou-se que as correspondentes armaduras necessárias para a direcção perpendicular, e expostas nas Fig. 68 e Fig. 69, são superiores aquelas necessárias para resistir a flexão na direcção x. Deste modo, as armaduras da direcção y são suficientes para garantir a segurança na direcção perpendicular de actuação do sismo. O modelo de cálculo adoptado foi similar àquele aplicado na direcção y, no entanto o seu funcionamento assemelha-se a um perfil em I, pelo que se apresentam nas Fig. 70 e Fig. 71, os respectivos modelos de cálculo.

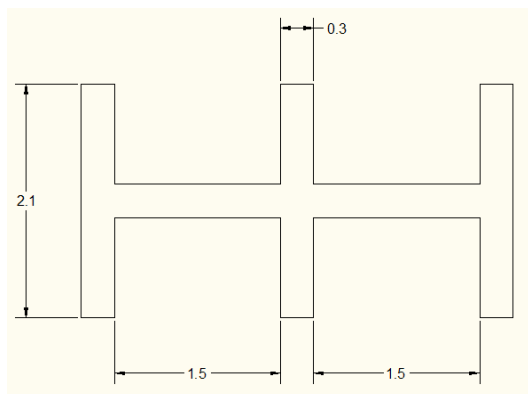


Fig. 70 – Modelo de cálculo da caixa de elevadores

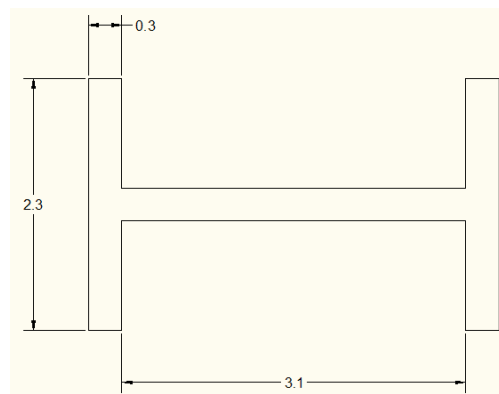


Fig. 71 – Modelo de cálculo da caixa de escadas

Tal como aconteceu na direcção y, os estribos calculados para a direcção x apresentam valores muito baixos. O Quadro 39 resume os valores das armaduras de esforço transversal calculadas para os núcleos de rigidez quando submetidos à acção sísmica na direcção x.

Quadro 39 - Armaduras de esforço transversal

Elemento	A_{sw}/s [cm ² /m]
Caixa de Escada	1,9
Caixa de Elevador	1,8

4.5.2. EDIFÍCIO REALIZADO EM BETÃO LEVE

4.5.2.1. Lajes

Do mesmo modo do edifício anterior, o dimensionamento iniciou-se com o dimensionamento das lajes. As espessuras obtidas encontram-se representadas no Quadro 40.

Quadro 40 - Espessura das lajes

	Espessura [m]	pp [kN/m ²]
Cobertura	0,21	3,19
Pisos	0,24	3,65

4.5.2.2. Direcção y

De modo a seguir a mesma sequência utilizada no edifício de betão normal, apresenta-se no Quadro 41 os períodos e frequências de vibração. A redução da frequência relativamente ao edifício de betão normal deve-se ao baixo módulo de elasticidade que o betão leve apresenta. O Quadro 42 indica os factores de participação de massa.

Quadro 41 – Períodos e frequências de vibração (direcção y)

Modo de vibração	Período [s]	Frequência [Hz]
1	1,4	0,7
2	0,4	2,5
3	0,3	3,9

Quadro 42 – Factores de participação de massa por modo de vibração (direcção y)

Modo de vibração	U_x [%]
1	70,6
2	18,4
3	3,7
Total	92,7

A distribuição do corte basal nos elementos estruturais apresenta-se no Quadro 43.

Quadro 43 – Distribuição do corte basal

Esforço de corte basal					
Núcleos			Pilares		Total [kN]
Combinação	[kN]	[%]	[kN]	[%]	
Sísmica	±1265	64	±730	36	±2000
Fundamental	-12		12		0

Em termos de percentagens, verifica-se total semelhança entre esta solução construtiva e a anterior, todavia a força de corte basal no edifício em betão leve é cerca de metade da força do edifício de betão normal.

A redução de esforços verificados na estrutura de betão leve traduz-se numa redução de dimensões nas secções dos elementos estruturais. Tal como anteriormente, apresenta-se de seguida um esquema dos núcleos de rigidez (Fig. 72) com as respectivas dimensões, bem como um quadro com as suas características geométricas (Quadro 44).

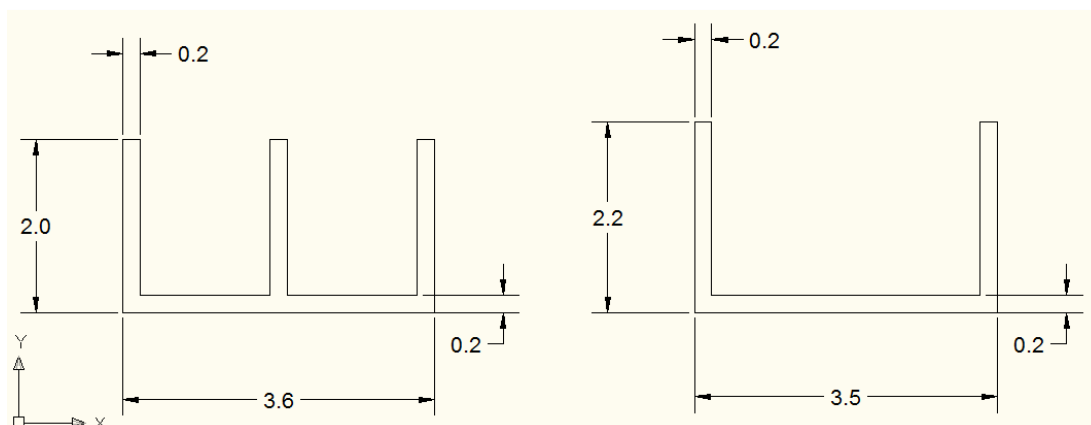


Fig. 72 - Dimensões [m] dos núcleos de rigidez (elevador à esquerda e escada à direita)

Quadro 44 – Propriedades geométricas dos núcleos de rigidez

Propriedades geométricas		Betão Leve	
		Escada	Elevador
Inércia	$I_x [m^4]$	0,72	0,73
	$I_y [m^4]$	2,9	2,86
Centro de gravidade	$X_G [m]$	1,75	1,8
	$Y_G [m]$	0,69	0,7
Área	$[m^2]$	1,5	1,8

As secções encontradas para os pilares e vigas do primeiro piso do pórtico em análise encontram-se expostas no Quadro 45. Comparativamente com o edifício de betão normal, verifica-se uma redução das dimensões das vigas, enquanto os pilares se mantêm inalterados.

Quadro 45 – Secções (pilares e vigas)

Elemento		Secções [m]
Vigas		0,30x0,55
Pilares	interior	0,55x0,55
	exterior	0,40x0,40

O dimensionamento das armaduras seguiu as mesmas condições daquelas enunciadas aquando da exposição do edifício em betão normal. Assim apresentam-se nas Fig. 73 e Fig. 74 os modelos utilizados para o cálculo utilizados para o respectivo dimensionamento.

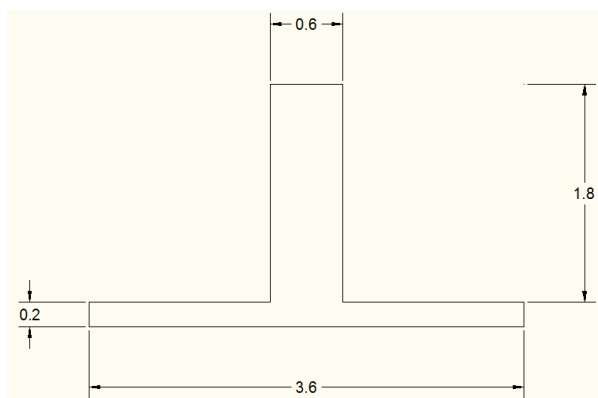


Fig. 73 – Modelo de cálculo da caixa de elevadores

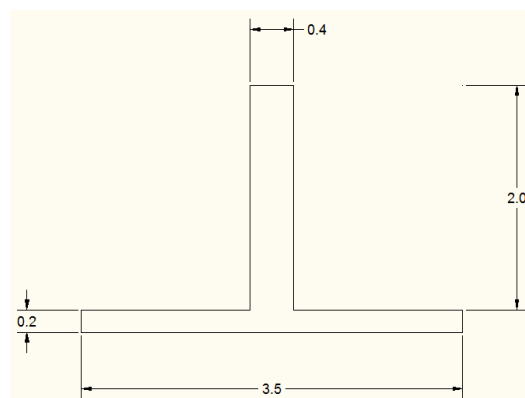


Fig. 74 – Modelo de cálculo da caixa de escadas

Para finalizar a exposição dos resultados, apresentam-se no Quadro 46 as armaduras calculadas.

Quadro 46 - Armaduras calculadas

Elemento	A_{sl} [cm ²]	A_{sw}/s [cm ² /m]
Escada	72,6	3,7
Elevador	82	4,4
Pilares exteriores	3,5*	3,9*
Pilares interiores	5,4*	2,9*
Vigas	A_s^-	9,3
	A_s^+	3
* armadura mínima		

A principal diferença de valores de armaduras verifica-se ao nível dos núcleos de rigidez, como uma significativa redução no “edifício leve”, já esperada depois de se verificar uma importante redução de esforços. Nas Fig. 75 e Fig. 76 apresenta-se um esquema de uma possível disposição de armaduras.

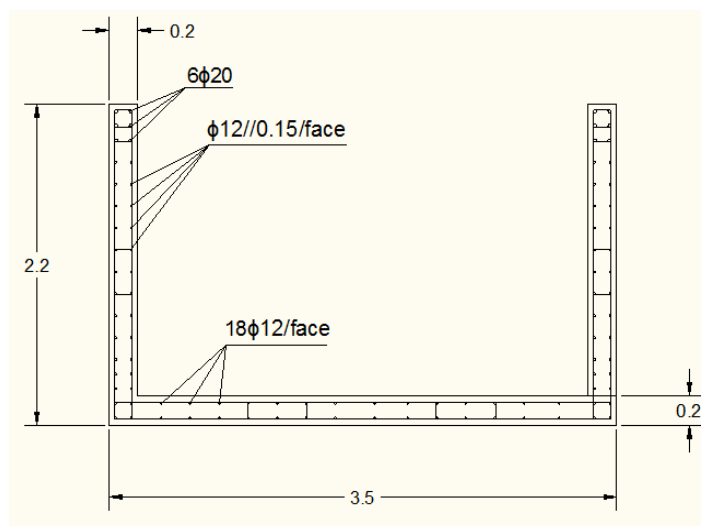


Fig. 75 . Disposição de armaduras - Caixa de escadas

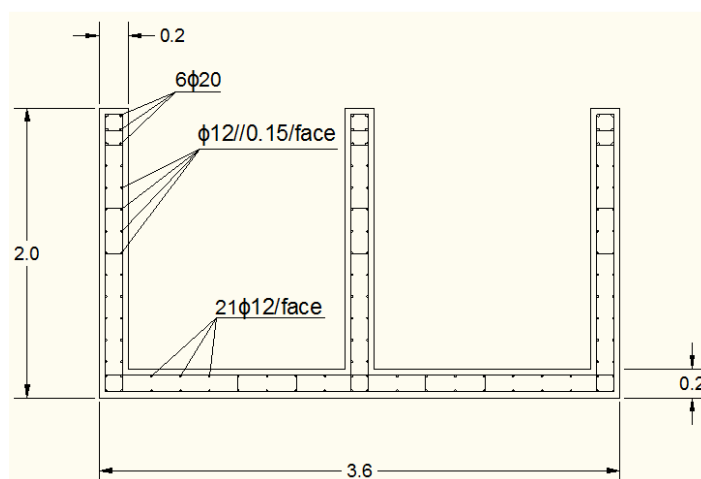


Fig. 76 - Disposição de armaduras - Caixa de elevadores

4.5.2.3. Direcção x

Para completar a exposição dos resultados apresentam-se nesta secção os mesmos referentes à actuação sísmica na direcção x no edifício de betão leve. Assim e começando como nos outros casos, o Quadro 47 apresenta os períodos e frequências de vibração da estrutura. O Quadro 48 expõe as participações de massa em cada modo de vibração.

Quadro 47 - Períodos e frequências de vibração (direcção x)

Modo de vibração	Período [s]	Frequência [Hz]
1	0,56	1,79
2	0,10	9,71
3	0,06	15,87

Quadro 48 - Factores de participação modal por modo de vibração (direcção x)

Modo de vibração	U_x [%]
1	66,8
2	20,3
3	2,1
Total	89,2

Tal como no caso do edifício de betão normal, também aqui se verifica que a participação modal dos três modos de vibração não atinge os 90%. No entanto considerou-se que o diminuto erro cometido não afecta as comparações efectuadas.

Segue-se a distribuição do corte basal pelos elementos de rigidez indicada no Quadro 49.

Quadro 49 – Distribuição do corte basal

Esforço de corte basal					
Núcleos			Pilares		Total [kN]
Combinação	[kN]	[%]	[kN]	[%]	
Sísmica	±970	95	±44	5	±1014
Fundamental	-0,5		0,5		0

Nos resultados obtidos, verifica-se uma forte semelhança a nível da distribuição de percentagens entre as duas soluções construtivas (betão leve e betão normal). No entanto constata-se uma forte redução dos valores do esforço de corte.

As secções dos pilares e vigas do primeiro piso do pórtico paralelos à direcção x (indicadas no Quadro 50) são consequência do dimensionamento dos pórticos paralelos à direcção y. As secções dos núcleos estão expostas na Fig. 72.

Quadro 50 - Secções

Elemento		Secções [m]
Vigas		0,30x0,50
Pilares	interior	0,40x0,40
	exterior	0,40x0,40

O cálculo das armaduras seguiu os mesmos contornos dos referidos no edifício de betão normal, e para seguir a mesma sequência de exposição de resultados, os resultados das armaduras não foram colocados nesta secção. Fica no entanto os modelos de cálculo (Fig. 77 e Fig. 78) utilizados na determinação dessas armaduras.

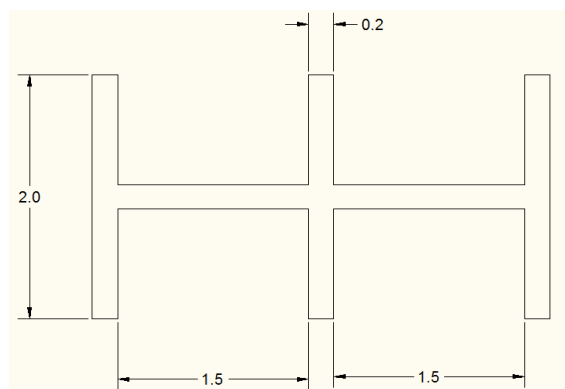


Fig. 77 – Modelo de cálculo da caixa de elevadores

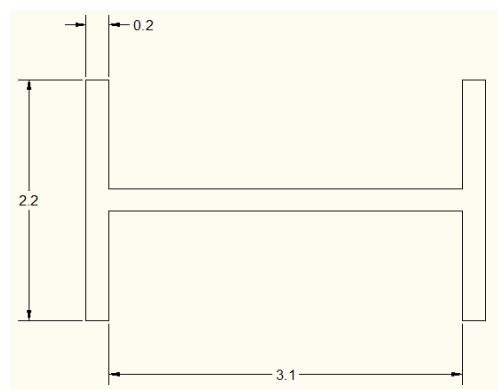


Fig. 78 - Modelo de cálculo da caixa de escadas

4.6. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

A secção que se apresenta não é mais que uma confrontação dos resultados expostos anteriormente. Nesse sentido ao contrário da secção 4.5. da presente dissertação, onde os resultados se apresentam divididos por tipo de betão empregue no edifício em estudo, aqui, para facilitar a comparação dos mesmos, a divisão irá ter por base a direcção de actuação da acção sísmica.

4.6.1. ESFORÇOS NOS ELEMENTOS

Os Quadro 51 e Quadro 52 apresentam os esforços nos núcleos de rigidez quando o edifício está sujeito à combinação sísmica de acções. Desta maneira é fácil perceber qual a influência da acção sísmica num mesmo edifício mas com betões de massas volúmicas diferentes.

Quadro 51 - Esforços nos núcleos de rigidez – direcção y

Direcção y							
Betão		Betão Normal			Betão Leve		
Esforços 1º piso		Momento flector [kN.m]	Esforço transverso [kN]	Esforço axial [kN]	Momento flector [kN.m]	Esforço transverso [kN]	Esforço axial [kN]
Núcleos	Caixa de escada	±14200	±1370	6790	±6130	±615	4700
	Caixa de elevadores	±14500	±1390	6800	±6260	±655	4845

Facilmente se observa uma redução de cerca de 50% nos valores do momento flector e do esforço transversal quando se adopta um betão leve em detrimento do betão de massa volúmica normal. Deste modo conclui-se que a conjugação da redução da massa com o respectivo aumento do período de vibração do edifício reflecte-se directamente nos esforços provocados pela acção sísmica. Relativamente ao esforço axial, a diferença não é tão notória, uma vez que, apesar do peso próprio da estrutura baixar, as sobrecargas são iguais nos dois edifícios.

A redução de esforços verificada na direcção x (Quadro 52) é sensivelmente igual àquela verificada na direcção perpendicular.

Quadro 52 - Esforços nos núcleos de rigidez – direcção x

Direcção x							
Betão		Betão Normal			Betão Leve		
Esforços 1º piso		Momento flector [kN.m]	Esforço transverso [kN]	Esforço axial [kN]	Momento flector [kN.m]	Esforço transverso [kN]	Esforço axial [kN]
Núcleos	Caixa de escada	±13660	±850	4820	±7613	±490	2740
	Caixa de elevadores	±14440	±890	4870	±7510	±480	2715

4.6.2. DISTRIBUIÇÃO DO CORTE BASAL

Os Quadros 53 e 54 expõem as distribuições do corte basal pelos elementos estruturais da base do edifício, referentes à direcção y e direcção x, respectivamente.

Na direcção y verifica-se que os núcleos de rigidez são responsáveis pela absorção de cerca de dois terços do corte basal. Esta relação é válida tanto para o betão normal como para o betão leve. Apesar da relação de esforços ser equivalente, a quantidade de corte basal verificada no edifício de betão normal é cerca do dobro da correspondente ao edifício de betão leve.

No caso da direcção x, a discrepância verificada na distribuição do corte basal pelos elementos de rigidez, é muito mais acentuada, ou seja, os núcleos de rigidez são responsáveis pela absorção da quase totalidade da acção sísmica. Este facto deve-se fundamentalmente ao grande aumento de inércia dos núcleos quando solicitados nesta direcção.

Quadro 53 – Distribuição do corte basal – direcção y

Direcção y										
Betão Normal						Betão Leve				
	Núcleos		Pilares		Total	Núcleos		Pilares		Total
Combinação	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]
Sísmica	±2760	66	±1440	34	±4200	±1270	64	730	36	2000

Quadro 54 - Distribuição do corte basal - direcção x

Direcção x										
Betão Normal						Betão Leve				
	Núcleos		Pilares		Total	Núcleos		Pilares		Total
Combinação	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[kN]
Sísmica	±1740	97	±50	3	1790	±970	95	±44	5	1014

4.6.3. VOLUME DE BETÃO

Os Quadro 55 e Quadro 56 resumem as principais dimensões das secções dos elementos estruturais calculadas, bem como o volume de betão gasto em cada elemento e direcção de actuação da acção sísmica. Através da análise destes quadros, verifica-se que a diferença de secções dos pilares e vigas é mais notória na direcção y que na direcção x. Este facto deve-se à inexistência de cargas verticais aquando da análise na direcção x. Quando se adopta a solução construtiva de betão leve, verifica-se uma redução de cerca de 20% no volume de betão necessário para a estrutura.

Quadro 55 – Secções dos elementos estruturais – direcção y

Direcção y										
	Betão Normal					Betão Leve				
	Núcleos		Pilares		Vigas	Núcleos		Pilares		Vigas
	Escada	Elevador	Exterior	Interior		Escada	Elevador	Exterior	Interior	
Secção [m ²]	-	-	0,40x0,40	0,55x0,55	0,35x0,65	-	-	0,40x0,40	0,55x0,55	0,30x0,55
Área [m ²]	2,3	2,8	0,16	0,3	0,23	1,5	1,8	0,16	0,3	0,17
V _{betão/elemento} [m ³]	8,1	9,8	0,56	1,1	0,81	5,3	6,3	0,56	1,1	0,58
V _{betão total} [m ³]	40,4					31,4				

Quadro 56 - Secções dos elementos estruturais - direcção x

Direcção x										
	Betão Normal					Betão Leve				
	Núcleos		Pilares		Vigas	Núcleos		Pilares		Vigas
	Escada	Elevador	Exterior	Interior		Escada	Elevador	Exterior	Interior	
Secção [m ²]	-	-	0,40x0,40	0,40x0,40	0,30x0,50	-	-	0,40x0,40	0,40x0,40	0,30x0,50
Área [m ²]	2,31	2,79	0,16	0,16	0,15	1,5	1,8	0,16	0,16	0,15
V _{betão/elemento} [m ³]	8,1	9,8	0,56	0,56	0,5	5,3	6,3	0,56	0,56	0,5
V _{betão total} [m ³]	33,1					26,8				

4.6.4. ÁREAS DE AÇO

Seguindo a sequência da confrontação dos resultados, os Quadro 57 e Quadro 58 apresentam as áreas de aço calculadas para os elementos estruturais de cada direcção.

Quadro 57 - Áreas de aço calculadas - direcção y

Direcção y				
Betão Normal			Betão Leve	
Elemento	A_{sl} [cm ²]	A_{sw}/s [cm ² /m]	A_{sl} [cm ²]	A_{sw}/s [cm ² /m]
Caixa de escada	222	8,1	73	3,7
Caixa de elevador	248	9,1	82	4,4
Pilares exteriores	3,5*	3,9*	3,5*	3,9*
Pilares interiores	5,4*	2,9*	5,4*	2,9*
Vigas	A_s^-	13,6	4,1	9,3
	A_s^+	4,4	3	2,9
* armadura mínima				

Quadro 58 – Áreas de aço calculadas - direcção x

Direcção x				
Betão Normal			Betão Leve	
Elemento	A_{sl} [cm ²]	A_{sw}/s [cm ² /m]	A_{sl} [cm ²]	A_{sw}/s [cm ² /m]
Caixa de escada	70	3,1	40	1,9
Caixa de elevador	68	3,1	38	1,8
Pilares exteriores	3,5*	3,9*	3,5*	3,9*
Pilares interiores	3,5*	3,9*	3,5*	3,9*
Vigas	A_s^-	1,8*	2,45*	1,8*
	A_s^+	1,8*	1,8*	2,45*
* armadura mínima				

Analisando a direcção y, os núcleos de rigidez apresentam uma elevada redução (cerca de três vezes) nas armaduras de flexão quando se muda de betão normal para betão leve. No que respeita ao esforço transversal a redução de armaduras é cerca de 50% do betão normal para o betão leve. As armaduras dos pilares e vigas tanto na direcção y como na direcção x não são susceptíveis de comparações pois estas são condicionadas pelas áreas de armaduras mínimas prescritas no Eurocódigo 2.

Relativamente à direcção x, os núcleos de rigidez apresentam no caso de betão leve uma armadura de flexão que corresponde a cerca de dois terços da armadura de flexão verificada no caso de betão

normal. A armadura de esforço transversal sofre também uma redução quando se aplica o betão leve à estrutura mas numa relação ligeiramente inferior àquela verificada da direcção y.

4.6.5. ANÁLISE ECONÓMICA

O Quadro 59 apresenta os custos do aço e betão para o primeiro piso dos pórticos de cada direcção.

Quadro 59 - Custos de aço e betão

		1º Piso		Edifício total	
		Betão Normal	Betão Leve	Betão Normal	Betão Leve
Betão	Núcleos	1160 €	1051 €	10440 €	9459 €
	Total	3260 €	3742 €	29340 €	33678 €
Aço	Núcleos	775 €	255 €	6975 €	2295 €
	Total	819 €	290 €	7371 €	2610 €
TOTAL		6014 €	5338 €	54126€	48042 €

Através da análise do Quadro 59 verifica-se que a aplicação do betão leve numa estrutura de um edifício submetido à acção sísmica, traduz-se numa redução de preço pouco significativa. Este facto deve-se ao elevado preço do betão leve, uma vez que se analisarmos os custos das armaduras empregues nas duas soluções, verifica-se uma redução de cerca de 65% quando se adopta o betão leve para as estruturas.

É possível então concluir, que actualmente, em Portugal, o betão leve não é ainda uma técnica competitiva na actividade da construção de edifícios.

5

CONCLUSÃO

5.1. CONCLUSÕES GERAIS

Com o decorrer da exposição e análise dos resultados obtidos nos dimensionamentos efectuados, foram tecidas algumas considerações relativas a esses resultados. Neste capítulo apresenta-se uma síntese dessas considerações, enaltecendo os aspectos mais importantes. Este trabalho que teve como linhas orientadoras a aplicação do betão leve em estruturas, envolveu um estudo minucioso de lajes maciças armadas numa direcção e em cruz, e a análise sísmica de um edifício constituído por uma estrutura porticada de betão armado e núcleos de rigidez (caixa de elevador e caixa de escada).

Da análise das propriedades mecânicas enumeradas no capítulo 2 da presente dissertação verificam-se algumas diferenças entre o betão normal e o betão leve. No entanto, existe ainda alguma controvérsia na caracterização de algumas características do betão leve (por exemplo a fluência e retracção), por parte de alguns autores.

Com a elaboração deste trabalho foi possível concluir que segundo as prescrições do Capítulo 11 do EC2, o decréscimo de resistência do betão leve não está associado ao decréscimo da sua massa volúmica, ou seja, as classes de resistência são completamente independentes das classes de massa volúmica. Todavia, não é aceitável exigir de um betão leve, da classe de massa volúmica 1,0 ou 1,2, resistências à compressão superiores a 20 ou 25 MPa, até porque quando se pretende obter resistências elevadas de um betão de baixa massa volúmica, o preço deste sofre um aumento muito significativo, devido à elevada quantidade de ligante introduzida na amassadura e aos superplastificantes adicionados para reduzir a quantidade de água. As duas características mecânicas que mais são penalizadas pela diminuição da massa volúmica do betão leve, e que dependem directamente desta diminuição, são a resistência à tracção e o módulo de elasticidade. Como foi exposto anteriormente, enquanto a resistência à tracção diminui linearmente com a diminuição da massa volúmica, o módulo de elasticidade apresenta uma diminuição quadrática. Como principais vantagens do betão leve, salienta-se a baixa massa volúmica do material, bem como as excelentes características térmicas e acústicas e o óptimo desempenho em situações de fogo.

Do estudo elaborado envolvendo o dimensionamento de lajes, foi possível concluir que a aplicação do betão leve nestes elementos laminares submetidas a acções verticais não se traduz em ganhos significativos. O peso próprio das lajes é o único parâmetro em se verifica uma significativa vantagem com a alteração do tipo de betão. Assim, quer nas lajes armadas numa direcção quer nas lajes armadas em cruz, a substituição do betão normal por betão leve traduz-se numa redução de cerca de 30% no peso próprio da laje e numa redução de cerca de 15% na área de aço necessária. No entanto o baixo módulo de elasticidade deste material obriga a que as espessuras não se alterem relativamente ao dimensionamento de lajes de betão normal, implicando um aumento no custo final da laje em cerca de 15%. Como verificado nos gráficos que expõem a espessura das diferentes lajes, esta não sofre alterações significativas com a mudança da massa volúmica do betão.

No sentido de tirar partido da baixa massa volúmica do betão leve, elaborou-se um estudo comparativo envolvendo a análise sísmica de um edifício construído em betão normal e em betão leve. Depois de modelado num programa de cálculo automático, foi possível obter os esforços do edifício sujeito às acções verticais e à acção sísmica. Após uma análise dos esforços foi possível tecer algumas conclusões, que se enunciam a seguir:

- Verificou-se que na análise da direcção y, o momento flector e esforço transversal na base dos núcleos de rigidez do edifício em betão leve é cerca de 55 a 60% mais baixo comparativamente com a solução construtiva em betão normal. O esforço axial sofre uma menor redução de cerca de 30%. Na direcção perpendicular, a redução verificada no momento flector e no esforço transversal variou entre os 45 e 50%, enquanto a redução do esforço axial rondou os 40 a 45%;
- Relativamente à distribuição do corte basal, globalmente verifica-se uma uniforme repartição percentual deste esforço entre as duas soluções construtivas do edifício (betão leve e betão normal), analisados segundo a mesma direcção. No entanto, existe uma elevada discrepância entre a repartição de esforços na direcção y e na direcção x verificada nas duas soluções construtivas. Assim, enquanto na direcção y, os núcleos de rigidez são responsáveis pela absorção de cerca de 65% do corte basal total, na direcção x este valor sobe para mais de 95%;
- Quanto ao volume de betão empregue no primeiro piso do edifício, verificou-se uma poupança no edifício de betão leve, de cerca de 20% comparativamente com a solução de betão normal;
- Relativamente ao custo final dos materiais empregues, verificou-se um ganho muito significativo nas armaduras necessárias para resistir aos esforços actuantes no edifício constituído por betão leve. No entanto o mesmo não se verificou para o custo do betão, verificando-se uma redução de apenas 15%, aproximadamente, no mesmo edifício.

Em suma, o betão leve não é ainda, em Portugal, um material competitivo com o betão de massa volúmica normal, para aplicações estruturais. O seu elevado preço, associado ao baixo módulo de elasticidade que lhe confere grandes deformações, ocultam a principal vantagem deste material que é a reduzida massa volúmica. Deste modo, a utilização do betão leve em estruturas limitar-se-á a casos especiais, onde as cargas actuantes se resumam quase exclusivamente ao peso próprio. São exemplo disso, palas e passadiços de peões. Uma outra aplicação onde o betão leve poderá ter sucesso, será a reabilitação de estruturas, onde a redução das cargas permanentes é sempre um factor muito importante. Esta tendência possivelmente só será invertida quando o preço do betão leve baixar, a sua divulgação se vulgarizar entre os engenheiros projectistas de estruturas de betão armado, e quando houver por parte da generalidade das centrais de betão capacidade de responder com rapidez e eficácia aos pedidos de betão leve, uma vez que actualmente em Portugal existem apenas uma ou duas empresas preparadas para fabricarem este tipo de betão.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Em analogia com a citação de Aristóteles, “A dúvida é o princípio do conhecimento”, este trabalho foi elaborado a partir de dúvidas existentes com o intuito de as suprimir. No entanto as conclusões obtidas não devem ser encaradas como imutáveis, existindo mesmo a possibilidade de outras formas de abordagem desta matéria.

Assim, apresentam-se de seguida propostas de estudos que permitirão aprofundar o conhecimento sobre o emprego de betões de agregados leves em elementos estruturais:

- Aprofundar o estudo da compatibilidade do betão leve com outro tipo de materiais, no sentido de promover a sua aplicação em intervenções de restauro;
- Analisar os efeitos dinâmicos noutra tipo de estruturas provocados pela sua redução de massa;
- Elaborar um manual com os cuidados a ter com a produção, transporte e aplicação do betão leve;
- Estudar detalhadamente a resistência ao fogo dos betões leves;
- Elaborar um documento indicativo de situações, onde a substituição do betão de massa volumica normal pelo betão leve possa ser economicamente viável;
- Estudar outras alturas de edifícios, especialmente edifícios muito altos (20 a 30 pisos).

BIBLIOGRAFIA

- [1] Nunes, S. C. B., *Betão Auto-compactável: Tecnologia e propriedades*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001.
- [2] Pimentel, J. M. O., *Betão Auto-compactável: resistência e durabilidade*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2007.
- [3] EN 1992-1-1, *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, 2004.
- [4] República Portuguesa, *Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado*. Lisboa, 1983.
- [5] <http://w3.ualg.pt/~mjolivei/Agregados%20e%20Bet%C3%A3o%20Leve.pdf>. 14/03/2009.
- [6] Magalhães, R. F., Leite, A., Cruz, J. P., Melo, A. F., *Aplicação de um betão leve na reabilitação da Ponte de Fão*. Actas do Encontro Nacional Betão Estrutural 2008, 5-7 de Novembro de 2008, Universidade do Minho – Escola de Engenharia, 359-360, Comissão Organizadora do Betão Estrutural 2008, Guimarães.
- [7] EN 1998-1, *Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas para Resistência Sísmica – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, 2003.
- [8] Vieira, M. G., *Betões de Elevado Desempenho com Agregados Leves: durabilidade e microestrutura*. Dissertação de Mestrado, Laboratório Nacional de Engenharia Civil/Instituto Superior Técnico, 2003.
- [9] Cruz, P. J. S., *Betões Leves de Elevado Desempenho: Propriedades e Aplicações Estruturais*. 1º Congresso Nacional da Indústria de Pré-Fabricação em Betão, 29-30 de Junho de 2000, Fundação Dr. António Cupertino de Miranda, 8-22, anipc, Porto.
- [10] CEB/FIP, *Lightweight Aggregate Concrete, Working Group on Lightweight Aggregate Concrete, bulletin 8*. FIB – Fédération internationale du béton, Lausanne, 2000.
- [11] Silva, B. M. M., *Betão Leve Estrutural Com Agregados de Argila Expandida*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2007.
- [12] Oliveira, J. C. G., *Painéis Alveolares de Betão Leve Tipo “Premolde”*. 3as Jornadas de Estruturas de Betão, Porto, 1999.
- [13] Watanabe, S., Yamamoto, S. e Suzuki, T., *Retrofitting Strctural Walls with Lightweight Precast Concrete Panels*. Kajima Technical Research Institute, 1999.
- [14] Coutinho, J. S., *Materiais de Construção I – Agregados para argamassas e betões*. Apontamentos das aulas teóricas, 1999.
- [15] <http://www.maxit.pt/1276>.
- [16] http://www.portorossi.art.br/as_argilas.htm.
- [17] Melo, A. C. F., *Betões Leves Vibrocomprimidos com Agregados de Argila Expandida*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2000.
- [18] Lourenço, J., Júlio, E., Maranha, P., *Betões de Agregados Leves de Argila Expandida – Guia para a sua utilização*. APEB, Coimbra, 2004.
- [19] Cruz, R. C. C., *Utilização de Betões leves em Estruturas*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2007.

- [20] EN 1990, *Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, 2002.
- [21] EN 1991-1-1, *Eurocódigo 1: Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, 2002.
- [22] Farinha, J. S. B., Reis, A. C., *Tabelas Técnicas*. Edições Técnicas E.T.L, L.^{da}, Lisboa, 2007.
- [23] Lopes, M., Delgado, R. M., Fonseca, J. D., Oliveira, C. S., Azevedo, J. J. R. T., Bento, R. N. L. P., Proença, J. M. S. F. M., Guerreiro, L. M. C., Appleton, J. A. S., Oliveira, M. M. M. H., Costa, A. G., Carvalho, E. C. C., Leite, Fragoso, M. R., A. N., Miranda, V., Casanova, A. N., *Sismos e Edifícios*. Edições Orion, Lisboa, 2008.
- [24] Oliveira, C. S., *Efeitos dos sismos sobre as construções – Parte II*. Revista de Engenharia e Arquitectura, nº14/15, Lisboa, 1989.
- [25] República Portuguesa, *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Lisboa, 1983.
- [26] Carvalho, E. C., Coelho, E., *EN 1998 – Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes – Aspectos gerais e aplicação em Portugal. (artigo)*
- [27] https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/148479/1/Acetatos_EC8_1e2.pdf
- [28] Carvalho, E. C., *Anexo Nacional do Eurocódigo 8 – Consequências para o Dimensionamento Sísmico em Portugal*. Sísmica 2007, FEUP, Porto 2007.
- [29] Figueiras, J., Barros, H., *Tabelas e ábacos de dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 2 – Secções à flexão e esforços axiais*. Versão reservada a alunos de Estruturas de Betão. 2007.
- [30] Conteúdos da disciplina de Estruturas de Betão 2, 2009

ANEXOS

Anexo 1 – Características mecânicas

Quadro 1 – Valores nominais da retracção livre por secagem $\varepsilon_{cd,0}$ (%), para betão com cimentos CEM da classe N

$f_{ck}/f_{ck,cubo}$ [MPa]	Humidade relativa [%]					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Quadro 2 – Coeficientes parciais relativos aos materiais para estados limites últimos

Situações de projecto	γ_c para betão	γ_s para aço de armaduras de betão armado	γ_s para aço de armaduras de pré-esforço
Persistentes e transitórias	1,5	1,15	1,15
Acidentais	1,2	1,0	1,0

Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que podem ocorrer as classes de exposição
1 Nenhum risco de corrosão ou ataque		
X0	Para betão sem armadura ou elementos metálicos embebidos: todas as exposições excepto em situação de gelo/degelo, abrasão ou ataque químico Para betão com armadura ou elementos metálicos embebidos: muito seco	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente muito baixa
2 Corrosão induzida por carbonatação		
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente baixa Betão permanentemente submerso em água
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto prolongado com água Um grande número de fundações
XC3	Humidade moderada	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente moderada ou elevada Betão exterior protegido da chuva
XC4	Alternadamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto com água, não incluídas na classe de exposição XC2
3 Corrosão induzida por cloretos		
XD1	Humidade moderada	Superfícies de betão expostas a cloretos transportados pelo ar
XD2	Húmido, raramente seco	Piscinas Elementos de betão expostos a águas industriais contendo cloretos
XD3	Alternadamente húmido e seco	Elementos de juntas expostos a pulverizações contendo cloretos Pavimentos Lajes de parques de estacionamento
4 Corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar		
XS1	Exposto ao sal transportado pelo ar mas não em contacto directo com a água do mar	Estruturas próximas da costa ou na costa
XS2	Permanentemente submerso	Elementos de estruturas marítimas
XS3	Zonas sujeitas aos efeitos das marés, da rebentação e da neblina marítima	Elementos de estruturas marítimas
5. Ataque gelo/degelo		
XF1	Saturação moderada em água, sem produto descongelante	Superfícies verticais de betão expostas à chuva e ao gelo
XF2	Saturação moderada em água, com produto descongelante	Superfícies verticais de betão de estruturas rodoviárias expostas ao gelo e a produtos descongelantes transportados pelo ar
XF3	Saturação elevada em água, sem produtos descongelantes	Superfícies horizontais de betão expostas à chuva e ao gelo
XF4	Saturação elevada em água com produtos descongelantes ou com água do mar	Estradas e tabuleiros de pontes expostos a produtos descongelantes Superfícies de betão expostas a pulverizações directas contendo produtos descongelantes e expostas ao gelo Zonas sujeitas aos efeitos da rebentação de estruturas marítimas expostas ao gelo
6. Ataque químico		
XA1	Ambiente químico ligeiramente agressivo, de acordo com a EN 206-1, Quadro 2	Terrenos naturais e água no terreno
XA2	Ambiente químico moderadamente agressivo, de acordo com a EN 206-1, Quadro 2	Terrenos naturais e água no terreno
XA3	Ambiente químico altamente agressivo, de acordo com a EN 206-1, Quadro 2	Terrenos naturais e água no terreno

Fig. 1 - Classes de exposição em função das condições ambientais, de acordo com a EN 206-1 [3]

Quadro 3 – Recobrimento mínimo das armaduras, requisitos relativos à aderência

Disposição dos varões	Recobrimento mínimo $c_{min,b}$ *
Isolados	Diâmetro do varão
Agrupados	Diâmetro equivalente (φ_n)
*Se a máxima dimensão do agregado for superior a 32 mm, $c_{min,b}$, deve ser aumentado 5 mm	

Anexo 2 – Procedimento de dimensionamento de lajes

Segunda tentativa															
		(l/d)*	23,1												
		b[m]	1,00												
		d*[m]	0,26												
		h*[m]	0,29												
		pp[kN/m²]	7,11												
		q _{ed} [kN/m²]	21,14												
Msd [KN.m/m]		μ	α	ω	As [cm²/m] As [cm²/m]										
Positivo	95,14	0,106 ok!	0,138	0,112	8,93	9,35									
Armadura Mínima															
Controlo de Fendilhação	k _s	k	f _{ct,eff} [MPa]	A _{st} [m²]	σ _s [MPa]	A _{s,min} [cm²/m]									
	0,4	0,8	2,21	0,15	200	5,13									
Disposições Construtivas	f _{ct,eff} [MPa]	f _{ct} [MPa]	b _t [m]	d [m]	A _{s,min} [cm²/m]	A _{s,min} [cm²/m]									
	2,21	500	1,00	0,26	2,99	3,38									
					A _{s,min} [cm²/m]	8,93									
Verificação ao esforço transversal															
V _{ed} [kN]	31,71														
V _{red,s} [kN]	C _{red,s}	k	ρ ₁	f _{ct}	b _w [mm]	d [mm]	v _{ct}								
	0,12	1,88	0,003	20	1000,00	260,00	0,40								
							111,33 104,66								
	111,33	ok! Não é necessário armadura de esforço transversal													
V _{ed} ≤ 0,5 b _w d v _{ct} f _{ct}	b _w	d	f _{ct}	v	f _{ct}										
	1,00	0,26	20,00	0,55	13,33										
	956,80	ok!													
Combinação quase permanente															
h	d	A _s	ρ _{st}	M _{ed}	α = E _s /E _{ct,eff}	ρ = A _s /(b d)	ρ ₁	ξ (solve)	x [m]	C _s	C _{ct}	σ _s [MPa]	k _{st}	(l/d)*	d*
0,29	0,26	8,93	13,11	58,97	6,68	0,0034	0,0045	0,192	0,050	11,15	314,18	274,09	1,13	25,01	0,24
														ok!	
														solução ok!	

Fig. 1 - Betão de massa volúmica normal

Quarta tentativa															
		(l/d)*	26,1												
		b[m]	1,00												
		d*[m]	0,23												
		h*[m]	0,27												
		pp[kN/m²]	4,10												
		q _{ed} [kN/m²]	14,09												
Msd [KN.m/m]		μ	α	ω	As [cm²/m] As [cm²/m]										
Positivo	63,39	0,106 ok!	0,138	0,112	6,71	7,04									
Armadura Mínima															
Controlo de Fendilhação	k _s	k	f _{ct,eff} [MPa]	A _{st} [m²]	σ _s [MPa]	A _{s,min} [cm²/m]									
	0,4	0,8	1,73	0,14	200	3,73									
Disposições Construtivas	f _{ct,eff} [MPa]	f _{ct} [MPa]	b _t [m]	d [m]	A _{s,min} [cm²/m]	A _{s,min} [cm²/m]									
	1,73	500	1,00	0,23	2,07	2,99									
					A _{s,min} [cm²/m]	6,71									
Verificação ao esforço transversal															
V _{ed} [kN]	21,13														
V _{red,s} [kN]	C _{red,s}	η ₁	k	ρ ₁	f _{ct}	b _w [mm]	d [mm]	v _{ct}							
	0,1	0,78	1,93	0,003	20	1000,00	230,00	0,36	62,57						
	82,90	ok!	Não é necessário armadura de esforço transversal												
V _{Ed} ≤ 0,5 b _w η ₁ d v ₁ f _{ct}	b _w	η ₁	d	f _{ct}	v ₁	f _{ct}									
	1,00	0,78	0,23	20	0,36	11,33									
	366,46	ok!													
Combinação quase permanente															
h	d	A _s	ρ _{st}	M _{ed}	α = E _s /E _{ct,eff}	ρ = A _s /(b d)	ρ ₁	ξ (solve)	x [m]	C _s	C _{ct}	σ _s [MPa]	k _{st}	(l/d)*	d*
0,27	0,23	6,71	8,00	36,01	16,48	0,0029	0,0045	0,265	0,061	8,28	378,25	257,45	1,20	28,21	0,21
														ok!	
														solução ok!	

Fig. 2 - Betão leve – classe 1.4

Anexo 3 – Resultados do dimensionamento de lajes

Quadro 1 – Lajes armadas numa direcção – 3 kN/m²

Sobrecarga KN/m ²	3											
Vão [m]	3				6				8			
Tipo de Betão	Leve				Leve				Leve			
	BN	1.2	1.4	1.6	BN	1.2	1.4	1.6	BN	1.2	1.4	1.6
(l/d)	30,0	30,0	30,0	27,3	25,0	26,1	26,1	26,1	23,5	25,0	25,0	24,2
h[m]	0,13	0,14	0,14	0,15	0,27	0,27	0,27	0,27	0,37	0,36	0,36	0,37
d[m]	0,10	0,10	0,10	0,11	0,24	0,23	0,23	0,23	0,34	0,32	0,32	0,33
pp[KN/m ²]	3,19	1,85	2,13	2,57	6,62	3,57	4,10	4,63	9,07	4,76	5,47	6,35
q _{sd} [KN/m ²]	12,85	11,05	11,42	12,02	17,48	13,37	14,09	14,80	20,79	14,98	15,93	17,12
M _{sd} [KN.m/m]	14,5	12,4	12,8	13,5	78,7	60,2	63,4	66,6	166,3	119,8	127,5	136,9
μ	0,108	0,110	0,113	0,100	0,102	0,100	0,106	0,111	0,108	0,103	0,110	0,111
A _s [cm ² /m]	3,70	3,05	3,14	3,04	7,95	6,36	6,71	7,07	11,95	9,09	9,76	10,15
A _s * [cm ² /m]	5,00	5,00	5,00	3,04	7,95	6,36	6,71	7,07	11,95	9,09	9,76	10,15
p _{cqp} [KN/m ²]	7,09	5,75	6,03	6,47	10,52	7,47	8,00	8,53	12,97	8,66	9,37	10,25
M _{cqp} [KN.m/m]	8,0	6,5	6,8	7,3	47,3	33,6	36,0	38,4	103,7	69,3	74,9	82,0
σ _s [MPa]	172,5	147,9	152,5	233,0	265,7	252,0	257,5	254,8	274,1	268,3	268,0	264,2
k _{σs}	1,80	2,10	2,03	1,33	1,17	1,23	1,20	1,22	1,13	1,16	1,16	1,17
(l/d) ^N	31,2	30,4	30,8	34,8	26,9	29,6	28,2	27,8	24,4	26,8	25,6	26,8
d ^N [m]	0,10	0,10	0,10	0,09	0,22	0,20	0,21	0,22	0,33	0,30	0,31	0,30

Quadro 2 – Lajes armadas numa direcção – 5 kN/m²

Sobrecarga KN/m ²	5											
Vão [m]	3				6				8			
Tipo de Betão	Leve				Leve				Leve			
	BN	1.2	1.4	1.6	BN	1.2	1.4	1.6	BN	1.2	1.4	1.6
(l/d)	27,3	27,3	25,0	25,0	23,1	24,0	24,0	24,0	22,2	22,9	22,9	22,9
h[m]	0,14	0,15	0,16	0,16	0,29	0,29	0,29	0,29	0,39	0,39	0,39	0,39
d[m]	0,11	0,11	0,12	0,12	0,26	0,25	0,25	0,25	0,36	0,35	0,35	0,35
pp[KN/m ²]	3,43	1,98	2,43	2,74	7,11	3,84	4,41	4,97	9,56	5,16	5,92	6,69
q _{sd} [KN/m ²]	16,18	14,23	14,83	15,25	21,14	16,73	17,50	18,26	24,45	18,52	19,55	20,58
M _{sd} [KN.m/m]	18,2	16,0	16,7	17,2	95,1	75,3	78,7	82,2	195,6	148,1	156,4	164,6
μ	0,113	0,117	0,102	0,105	0,106	0,106	0,111	0,116	0,113	0,107	0,113	0,119
A _s [cm ² /m]	4,1	3,6	3,4	3,5	8,9	7,3	7,7	8,1	13,3	10,3	11,0	11,6
A _s * [cm ² /m]	5,5	6	3,4	3,5	8,9	7,3	7,7	8,1	13,3	10,3	11,0	11,6
p _{cqp} [KN/m ²]	9,43	7,98	8,43	8,74	13,11	9,84	10,41	10,97	15,56	11,16	11,92	12,69
M _{cqp} [KN.m/m]	10,61	8,98	9,48	9,84	58,97	44,27	46,82	49,38	124,44	89,28	95,39	101,51
σ _s [MPa]	189,72	155,06	257,66	255,70	274,09	271,51	265,83	269,02	277,95	270,51	276,32	273,92
k _{σs}	1,6	2,0	1,2	1,2	1,1	1,1	1,2	1,2	1,1	1,1	1,1	1,1
(l/d) ^N	28,4	28,1	29,5	29,9	25,0	25,5	25,6	24,8	22,8	25,2	24,0	23,7
d ^N [m]	0,11	0,11	0,10	0,10	0,24	0,23	0,23	0,24	0,35	0,32	0,33	0,34

Quadro 3 – Lajes armadas em cruz – 3 kN/m²

Sobrecarga KN/m ³	3											
Vão [m]	6				8				10			
Tipo de Betão	BN	Leve			BN	Leve			BN	Leve		
		1.2	1.4	1.6		1.2	1.4	1.6		1.2	1.4	1.6
d	0,18	0,17	0,17	0,17	0,25	0,23	0,24	0,24	0,33	0,30	0,31	0,31
l/d	33,33	35,29	35,29	35,29	32,00	34,78	33,33	33,33	30,30	33,33	32,26	32,26
h	0,21	0,21	0,21	0,21	0,28	0,27	0,28	0,28	0,36	0,34	0,35	0,35
pp[KN/m ²]	5,1	2,8	3,2	3,6	6,9	3,6	4,3	4,8	8,8	4,5	5,3	6,0
q _{sd} [KN/m ²]	15,5	12,3	12,9	13,4	17,8	13,4	14,3	15,0	20,5	14,6	15,7	16,7
q _{sd} [KN/m ²]	7,7	6,2	6,4	6,7	8,9	6,7	7,1	7,5	10,2	7,3	7,9	8,3
M _{sd} [KN.m/m]	34,9	27,7	28,9	30,2	71,2	53,5	57,2	60,1	127,9	91,4	98,3	104,1
μ	0,081	0,085	0,088	0,092	0,085	0,089	0,088	0,092	0,088	0,090	0,090	0,096
A _s [cm ² /m]	4,7	3,9	4,2	4,3	6,8	5,6	6,0	6,1	9,4	7,4	7,7	8,2
p _{cqp} [KN/m ²]	4,5	3,3	3,5	3,8	5,4	3,7	4,1	4,4	6,4	4,2	4,6	5,0
M _{cqp} [KN.m/m]	20,4	15,0	16,0	16,9	43,0	29,9	32,6	34,8	79,5	52,5	57,6	61,9
σ _s [MPa]	255,4	246,7	243,0	249,5	267,8	254,4	248,6	258,2	273,2	260,0	263,8	264,6
k _{os}	1,21	1,26	1,28	1,24	1,16	1,22	1,25	1,20	1,13	1,19	1,17	1,17
(l/d) ^N	37,83	38,50	37,30	36,70	33,91	34,50	36,30	35,50	31,55	33,30	34,30	32,70
d ^N [m]	0,16	0,16	0,16	0,16	0,24	0,23	0,22	0,23	0,32	0,30	0,29	0,31

Quadro 4 - Lajes armadas em cruz – 5 kN/m²

Sobrecarga KN/m ³	5											
Vão [m]	6				8				10			
Tipo de Betão	BN	Leve			BN	Leve			BN	Leve		
		1.2	1.4	1.6		1.2	1.4	1.6		1.2	1.4	1.6
d	0,19	0,19	0,19	0,19	0,27	0,26	0,26	0,26	0,35	0,33	0,33	0,34
l/d	31,58	31,58	31,58	31,58	29,63	30,77	30,77	30,77	28,57	30,30	30,30	29,41
h	0,22	0,23	0,23	0,23	0,3	0,3	0,3	0,3	0,38	0,37	0,37	0,38
pp[KN/m ²]	5,4	3,0	3,5	3,9	7,4	4,0	4,6	5,1	9,3	4,9	5,6	6,5
q _{sd} [KN/m ²]	18,8	15,7	16,3	16,9	21,5	16,9	17,7	18,5	24,1	18,2	19,1	20,3
q _{sd} [KN/m ²]	9,4	7,8	8,1	8,4	10,7	8,5	8,9	9,2	12,1	9,1	9,6	10,2
M _{sd} [KN.m/m]	42,4	35,2	36,6	38,0	85,9	67,6	70,8	74,0	150,7	113,5	119,6	127,2
μ	0,088	0,086	0,089	0,093	0,088	0,088	0,092	0,097	0,092	0,092	0,097	0,097
A _s [cm ² /m]	5,4	4,5	4,7	4,9	7,7	6,3	6,6	6,9	10,4	8,3	8,8	9,1
p _{cqp} [KN/m ²]	5,7	4,5	4,7	5,0	6,7	5,0	5,3	5,6	7,7	5,4	5,8	6,3
M _{cqp} [KN.m/m]	25,6	20,3	21,4	22,4	53,4	39,9	42,2	44,6	95,7	68,1	72,6	78,2
σ _s [MPa]	265,6	264,6	263,1	262,2	274,1	269,5	269,5	267,4	279,4	273,2	273,2	274,4
k _{os}	1,17	1,17	1,18	1,18	1,13	1,15	1,15	1,16	1,11	1,13	1,13	1,13
(l/d) ^N	32,45	35,30	34,90	34,40	31,44	33,30	32,70	31,80	29,07	30,80	29,90	31,00
d ^N [m]	0,18	0,17	0,17	0,17	0,25	0,24	0,24	0,25	0,34	0,32	0,33	0,32

Anexo 4 – Composição de betões leves

Betão Leve ($d=1400\text{kg/m}^3$; $f_c=20\text{MPa}$)

Dosagem por m^3 de betão

<u>QUADRO DA COMPOSIÇÃO ESTUDADA</u> <u>(Leca® normal)</u>			Volume aparente de betão
			1m3
			Massas (kg)
Ligantes	CEM I 42,5 R ou CEM II 42,5R		440
	Adição		0
	-----		-----
Adjuvantes	Superplastificante Viscocrete 20 HE		8.8
	-----		-----
Água			158
Água para absorção			39
Ar			---
Agregados	Agr.1	Areia fina	402
	Agr.2	Areia de Leca 0.5/3	110
	Agr.3	Leca 2/4	271

Fig. 1 - Composição 1

Betão Leve ($d=1520\text{kg/m}^3$; $f_c=35\text{MPa}$)

<u>QUADRO DA COMPOSIÇÃO ESTUDADA</u>			Volume aparente de betão
			1m3
			Massas (kg)
Ligantes	CEM I 42,5 R ou CEM II 42,5R	410	
	Adição	0	
	-----	-----	
Adjuvantes	Superplastificante Viscocrete 20 HE	8.2	
	-----	-----	
Água		137	
Água para absorção		15	
Ar		---	
Agregados	Agr.1	Areia fina	285
	Agr.2	Areia de Leca 0.5/3	175
	Agr.3	Leca Estrutural 4/12	530

Fig. 2 - Composição 2

Betão Leve ($d=1700\text{kg/m}^3$; $f_c=45\text{MPa}$)

<u>QUADRO DA COMPOSIÇÃO ESTUDADA</u>		Volume aparente de betão	
		1m3	
		Massas (kg)	
Ligantes	CEM I 42,5 R ou CEM II 42,5R	460	
	Adição	0	
	-----	-----	
Adjuvantes	Superplastificante Viscocrete 20 HE	9.2	
	-----	-----	
Água		136	
Água para absorção		12	
Ar		---	
Agregados	Agr.1	Areia fina	514
	Agr.2	Areia de Leca 0.5/3	114
	Agr.3	Leca Estrutural 4/12	478

Fig. 3 - Composição 3